

Conference Proceedings, Published Version

**Technische Universität Dresden, Institut für Wasserbau und technische Hydromechanik (Hg.)**

**Zum 60. Geburtstag von Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Hans-Burkhard Horlacher**

Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen

Zur Verfügung gestellt in Kooperation mit/Provided in Cooperation with:

**Technische Universität Dresden, Institut für Wasserbau und technische Hydromechanik**

---

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/103933>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

Technische Universität Dresden, Institut für Wasserbau und technische Hydromechanik (Hg.) (2003): Zum 60. Geburtstag von Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Hans-Burkhard Horlacher. Dresden: Technische Universität Dresden, Institut für Wasserbau und technische Hydromechanik (Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen, 26).

#### **Standardnutzungsbedingungen/Terms of Use:**

Die Dokumente in HENRY stehen unter der Creative Commons Lizenz CC BY 4.0, sofern keine abweichenden Nutzungsbedingungen getroffen wurden. Damit ist sowohl die kommerzielle Nutzung als auch das Teilen, die Weiterbearbeitung und Speicherung erlaubt. Das Verwenden und das Bearbeiten stehen unter der Bedingung der Namensnennung. Im Einzelfall kann eine restriktivere Lizenz gelten; dann gelten abweichend von den obigen Nutzungsbedingungen die in der dort genannten Lizenz gewährten Nutzungsrechte.

Documents in HENRY are made available under the Creative Commons License CC BY 4.0, if no other license is applicable. Under CC BY 4.0 commercial use and sharing, remixing, transforming, and building upon the material of the work is permitted. In some cases a different, more restrictive license may apply; if applicable the terms of the restrictive license will be binding.





TECHNISCHE  
UNIVERSITÄT  
DRESDEN

Fakultät Bauingenieurwesen

**Zum 60. Geburtstag von Herrn  
Univ. Prof. Dr.-Ing. habil.  
Hans Burkhard Horlacher**

# Wasserbauliche Mitteilungen

Heft 26



3950-A-2011-00000569



**Institut für Wasserbau  
und Technische Hydromechanik**



TECHNISCHE UNIVERSITÄT DRESDEN

Fakultät Bauingenieurwesen

**Institut für Wasserbau  
und Technische Hydromechanik**

---

Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen, Heft 26

Zum 60. Geburtstag von Herrn  
Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil.  
Hans - Burkhard Horlacher



## Bibliografische Information der Deutschen Bibliothek

Die Deutsche Bibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über <http://dnb.ddb.de> abrufbar.

**Zum 60. Geburtstag von Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Hans - Burkhard Horlacher /**  
Technische Universität Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen, Institut für Wasserbau und  
Technische Hydromechanik. - Dresden: Inst. für Wasserbau und Techn. Hydromechanik, 2003

(Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen; H. 26) / Zugl.: Dresden, Techn. Univ., 2003

ISBN 3-86005-376-0

Herausgegeben im Auftrag des Rektors der Technischen Universität Dresden von

Univ. Prof. Dr.- Ing. habil. H.-B. Horlacher

Univ. Prof. Dr.- Ing. habil. H. Martin

Technische Universität Dresden

Fakultät Bauingenieurwesen

Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

D-01062 Dresden

Tel.: 0351 463 34397

Fax: 0351 463 37120

E-Mail: [iwd@mailbox.tu-dresden.de](mailto:iwd@mailbox.tu-dresden.de)

WWW: <http://www.tu-dresden.de/biwiwth>

Redaktion:

Prof. Dr.-Ing. habil. Eberhard Lattermann

cand.-Ing. Tobias Gierra

Redaktionsschluß:

21.08.2003

Verlag:

Selbstverlag der Technischen Universität Dresden

Bezugsmöglichkeit:

Technische Universität Dresden

Fakultät Bauingenieurwesen

Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

D-01062 Dresden

Der Nachdruck der Beiträge bedarf der Genehmigung durch die Redaktion und ist nur mit Quellenangabe gestattet.

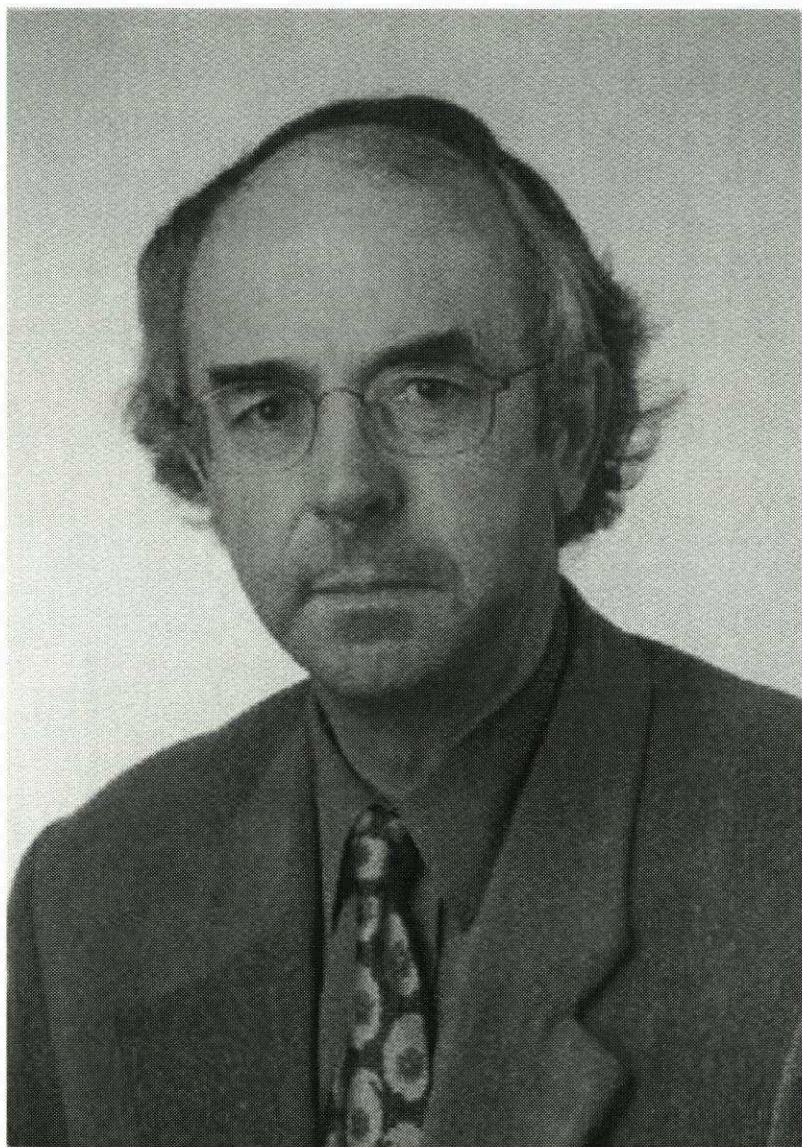
ISSN 0949-5061

ISBN 3-86005-376-0



## **Inhaltsverzeichnis**

	Seite
<b>Laudatio</b>	4
Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Helmut Martin	
<b>Das Sommerhochwasser 2002 in Dresden und Umgebung</b>	11
apl. Prof. Dr.-Ing. habil. Reinhard Pohl	
<b>Versagen eines Talsperrendammes infolge Überströmung Das Hochwasserrückhaltebecken Glashütte</b>	27
Dipl.-Ing. Antje Bornschein	
apl. Prof. Dr.-Ing. habil. Reinhard Pohl	
<b>Hochwasser und Wasserbau</b>	39
apl. Prof. Dr.-Ing. habil. Eberhard Lattermann	
<b>Analyse und Schlussfolgerungen zum Geschiebe- und Holztransport der Müglitz während des Hochwassers 2002</b>	51
Dipl.-Ing. Antje Bornschein	
<b>Komplexsanierung der Talsperre Bautzen 2000 - 2001</b>	69
Dr. – Ing. Uwe Müller	
Dipl. Ing. Eckehard Bielitz	
<b>Lufttransport in Rohrleitungen</b>	83
Priv.-Doz. Dr.-Ing. habil. Detlef Aigner	
<b>Der Auflauf unregelmäßiger Wellen im Übergangsbereich zwischen Branden und Schwingen</b>	95
Dipl.-Ing. Torsten Heyer	
apl. Prof. Dr.-Ing. habil. Reinhard Pohl	



*Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Hans - Burkhard Horlacher*



## Laudatio

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Helmut Martin

Herr Professor Dr.-Ing. habil. Hans-Burkhard Horlacher, Inhaber der Professur für Wasserbau an der Technischen Universität Dresden, vollendet am 11. September 2003 sein 60. Lebensjahr.

Hans-Burkhard Horlacher wurde in Frankfurt/Oder geboren, besuchte das Gymnasium in Geislingen/Stg. und studierte von 1964 bis 1969 Bauingenieurwesen an der TU Stuttgart. Nach einer ca. 3-jährigen Tätigkeit in den Baufirmen Hochtief, Frankfurt, und Wolfer und Göbel, Stuttgart, folgte er seiner Neigung zur wissenschaftlichen Arbeit und begann 1973 seine Laufbahn als wissenschaftlicher Assistent am Institut für Wasserbau an der TU Stuttgart. Bereits drei Jahre später erfolgte die Promotion über das Thema "Berechnung instationärer Temperatur- und Wärmespannungsfelder in langen mehrschichtigen Hohlzylindern". Für diese Arbeit wurde ihm von dem Verein "Freunde der Universität Stuttgart e. V." ein Preis für besondere wissenschaftliche Leistungen verliehen. 1986 habilitierte er sich mit der Arbeit "Steuerstrategien für Rohrleitungssysteme", in der optimale Stellgesetze für die Steuerung großer Rohrleitungen ermittelt werden, die für den wirtschaftlichen Betrieb von Rohrleitungssystemen von großer praktischer Bedeutung sind. Diese Arbeit ist 1989 als Fachbuch im Vulkan-Verlag, Essen, erschienen. In den Jahren 1987 bis 1993 war Herr Horlacher Privatdozent am Institut für Wasserbau der Universität Stuttgart. In dieser Zeit hatte er sich bereits in der Fachwelt Ansehen als Experte für transiente Strömungen in komplexen Rohrleitungssystem erworben. Dazu trug auch das Fachbuch "Strömungsberechnung für Rohrsysteme" bei, an dem er als Mitautor beteiligt war.

Ein neuer Abschnitt begann für Herrn Horlacher im Jahre 1993 mit seiner Berufung zum Professor für Wasserbau an die TU Dresden. Bereits im Jahre 1994 übernahm er als geschäftsführender Direktor die Leitung des Institutes für Wasserbau und Technische Hydromechanik mit dem Hubert-Engels-Labor. Diese Funktion übte er bis zum Jahre 1997 aus. Unter seiner Leitung erfuhr das Institut eine beachtliche Entwicklung in seiner wissenschaftlichen Ausstrahlung, besonders durch die Präsenz auf internationalen Tagungen und Konferenzen. Durch seine Initiative wurden die rechentechischen Möglichkeiten für Studenten und die Ausstattung des Hubert-Engels-Labors mit moderner Mess- und Gerätetechnik wesentlich verbessert.



In den Jahren von 1997 bis 2000 wurde er zum Prodekan der Fakultät Bauingenieurwesen gewählt. Gleichzeitig übernahm er den Vorsitz im Promotionsausschuss, den er bis heute leitet. Im Jahre 2000 wurde er erneut zum geschäftsführenden Direktor des Institutes bestellt. Das integrierende und ausgleichende Wirken von Professor Horlacher als Prodekan und in anderen Gremien wird in der Fakultät Bauingenieurwesen außerordentlich geschätzt. Sein Rat und seine Meinung sind bei allen Entscheidungsprozessen in der Fakultät gefragt. Er war Mitglied in mehreren Berufungskommissionen und in der Strukturkommission der Fakultät. Seit Dezember 1995 ist er Leiter der Studienrichtung Wasserbau, im Mai 2003 wurde er in den Fakultätsrat der Fakultät Bauingenieurwesen gewählt.

Die fachliche Kompetenz und Aktivität von Professor Horlacher fanden durch seine Wahl zum stellvertretenden Gutachter für Wasserbau in der Deutschen Forschungsgemeinschaft eine besondere Anerkennung und führten konsequenter Weise im außeruniversitären Bereich zu einer bemerkenswerten Mitwirkung in zahlreichen Fachgremien. Exemplarisch sollen folgende Aktivitäten genannt werden:

Im ATV-DVWK ist er Mitglied des Hauptausschusses "Wasserbau und Wasserkraft", Obmann des Fachausschusses WW-7 "Dichtungssysteme im Wasserbau", Mitglied der Arbeitsgruppe WW-7.1 "Innen- und Untergrundabdichtungen" und der Arbeitsgruppe WW-5.6 "Dynamik gestauter Flusssysteme". Außerdem ist er Mitglied der Projektgruppe "WRRL Flussgebietsmanagement".

Im DVGW ist er tätig als Mitglied des Technischen Komitees für Fernwasserversorgungssysteme und langjähriger Obmann der Projektgruppe "Druckstoßprobleme".

In der International Commission on Large Dams (ICOLD) ist er im Committee "Hydraulics for dams" als Obmann für das Subcommittee "Environmental Hydraulic" tätig.

Die wissenschaftliche und ingenieurpraktische Tätigkeit entfaltet Herr Horlacher systematisch, in dem er in immer neuen Fachbereichen eine breitgefächerte Gutachter- und Forschertätigkeit entwickelte. Im Institut für Wasserbau an der Universität Stuttgart startete seine wissenschaftliche Laufbahn mit Untersuchungen über die Ausbildung von instationären Temperatur- und Wärmespannungsfeldern in Rohrleitungen und anderen Bauteilen. Prägend waren dann allerdings die Untersuchungen der transienten Strömungen in Transportleitungen, die Druckstoßberechnungen, Optimierung von Schließfunktionen sowie Druckluftkessel-Modellierungen umfassten. Aus diesen Untersuchungen entwi-

ckelte er Grundlagen für den sicheren Betrieb von Rohrleitungssystemen, zum Erkennen und Orten von Leckagen sowie optimale Steuerstrategien. Die Druckstoßuntersuchungen und hydraulischen Berechnungen führte er z. B. für die Zweckverbände Landeswasserversorgung Stuttgart und Bodensee-Wasserversorgung Stuttgart sowie für Mineralöföhrleitungen und Produktenleitungen in Baden-Württemberg durch.

Nach 1989 erweiterte er seine wissenschaftlichen Tätigkeitsbereiche auf den Bau und Betrieb von Wasserkraftanlagen, auf den umweltgerechten Betrieb und die Speicheranalyse von Talsperren sowie auf die Hochwasseranalyse in Flusseinzugsgebieten. Dabei vernachlässigte er aber nicht die Strömungsberechnungen in Rohrleitungssystemen.

Nach seiner Berufung zum Professor für Wasserbau an die TU Dresden begann er mit seinen Mitarbeitern eine außerordentlich fruchtbare wissenschaftliche Tätigkeit. Sie umfasst z. B. die Untersuchung der Wasserkraftpotenziale in der Bundesrepublik Deutschland und in Europa, die Wasserkraftnutzung bei der staugestützten Flussregelung sowie den Bau und Betrieb von Kleinwasserkraftanlagen.

Außerdem beschäftigte er sich mit der Überwachung von Hochwasserrückhaltebecken, der konstruktiven Gestaltung von Fischaufstiegsanlagen und dem Sedi-menthaushalt in Gewässern.

Auf dem Gebiet der Standsicherheit und der Lastannahmen im Wasserbau untersuchte er die Wirkung der Eislasten im Stahlwasserbau, das Verformungsverhalten von Gewichtsstaumauern, die Abrasionsfestigkeit von dünnen Mörtelschichten mit textilen Strukturen sowie die Grundlagen für die Bemessung von überströmbaren Staudämmen.

Ein weiteres Forschungsgebiet bildeten die transienten ober- und unterirdischen Strömungsvorgänge bei Oberflächenbewässerungen, das gegenwärtig noch weiter ausgestaltet werden soll.

Bemerkenswert sind auch die Aktivitäten von Professor Horlacher zur Unterstützung der wissenschaftlichen Entwicklung und der personellen Ausgestaltung des Arba-Minch Water Technology Institutes in Äthiopien, die von der GTZ gefördert werden. Seine Bemühungen sind hier auf die nachhaltige wasserwirtschaftliche Entwicklung in Äthiopien sowie auf den Ausbau der Wasserkraft gerichtet.

Die wissenschaftlichen Arbeiten von Professor Horlacher sind in über 100 Veröffentlichungen für nationale und internationale Zeitschriften sowie als Ta-



gungsberichte, in zwei Fachbüchern und in ca. 400 Gutachten und Berichten für nationale und internationale wasserbauliche und wasserwirtschaftliche Projekte dokumentiert.

Der Hochschullehrer Professor Horlacher kann somit aus einem breiten Tätigkeitsfeld schöpfen und interessante Vorlesungen im Stauanlagen-, Fluss-, Verkehrswasser- und Hafenbau sowie auf den Gebieten Wasserkraft- und Wassertransportanlagen, Regenerative Energien, Seebau und Küstenschutz anbieten. Die Ausbildung des wissenschaftlichen Nachwuchses unterstützt er als Hauptberichter und Mitberichter bei Dissertationen und Habilitationen sowie durch die Betreuung der Doktoranden des Arba-Minch Institutes in Äthiopien. Seine fesselnden, meist mit anschaulichen Beispielen gestalteten Vorträge machen es den Studenten leicht, seinen Vorlesungen mit Interesse zu folgen.

Eine Würdigung des hochgeschätzten Forschers und angesehenen Hochschullehrers wäre unvollkommen, wenn nicht auch seine Kollegialität, seine stete Hilfsbereitschaft und sein mitreißender Elan und Tatendrang hervorgehoben würden. Seine Mitarbeiter akzeptieren seine hohen Maßstäbe und schätzen seine Unterstützung, die zum Erreichen der gesteckten Ziele notwendig ist und von ihm gern geleistet wird.

Alle Kollegen, Mitarbeiterinnen und Mitarbeiter des Institutes für Wasserbau und Technische Hydromechanik gratulieren Herrn Horlacher sehr herzlich und wünschen ihm noch viele aktive Berufsjahre in bester Gesundheit und ungebrochener Schaffenskraft.



## Das Sommerhochwasser 2002 in Dresden und Umgebung

apl. Prof. Dr.-Ing. habil. Reinhard Pohl

Das nun schon etwas mehr als ein Jahr zurückliegende Hochwasser verursachte am 12./13. August 2002 an vielen Flüssen, die im Erzgebirge entspringen, und am 17.8. auch an der Elbe in Dresden den höchsten bisher dokumentierten Wasserstand (HHW). Die Durchflüsse erreichten Wiederkehrintervalle die nach der bisherigen Statistik mit 10.000 Jahren (Rote Weißeritz an der Talsperre Malter, Wilde Weißeritz an den Talsperren Klingenberg und Lehmühle) und 100...200 Jahren an der Elbe angegeben werden.

### 1 Hochwasser in der Vergangenheit

Ein Blick auf die Hochwasserereignisse in der Vergangenheit in Sachsen zeigt, dass es auch schon in den letzten tausend Jahren katastrophale Überschwemmungen mit z. T. deutlich mehr Personenschäden als 2002 gegeben hat. Bezogen auf die Sachwerte in vergangenen Jahrhunderten scheinen auch die relativen Sachschäden eher größer als 2002 gewesen zu sein, was jedoch durch genauere Untersuchungen noch verifiziert werden müsste. In der Tabelle 1 wird beispielhaft eine Übersicht über Hochwasserereignisse in der Weißeritz gegeben. Die Weißeritz entspringt als Wilde und Rote Weißeritz im Osterzgebirge, vereinigt sich in Freital-Hainsberg und fließt durch das Stadtgebiet von Dresden in die Elbe. Der Namensursprung der Weißeritz ist wahrscheinlich slawisch: Buistrizi, Bistritze = die Schnelle, Wilde, Reißende (*Jahrhundertflut im Weißeritzkreis 2002*). Früher durchfloss die Weißeritz die Wilsdruffer Vorstadt. Seit dem 16. Jahrhundert war sie als Weißeritzmühlgraben kanalisiert, an dem sich die Produktionsstätten des alten Dresden befanden (u.a. Spiegelschleife, Pulvermühle, Kanonenbohrwerk - *Löffler 1956*). In den Jahren 1891 bis 1893 wurde für die Weißeritz ein neues Flussbett ausgehoben, um in Innenstadtnähe Bauland zu gewinnen (*Köckeritz 1993*).

Tabelle 1: Hochwassergeschehen in der Weißeritz

Datum	Beschreibung, Schäden, Niederschlag, Wasserstand, Durchfluss, Geschiebe, Quelle, Schrifttum
962	„... es verursachte ein lang anhaltender mächtiger Schneefall, dem am 11. November plötzliches Tauwetter folgte, eine furchtbare Flut in allen Bächen und Flüssen...“ ( <i>Jahrhundertflut im Weißeritzkreis 2002</i> )

Datum	Beschreibung, Schäden, Niederschlag, Wasserstand, Durchfluss, Geschiebe, Quelle, Schrifttum
Juni 1445	Hochwasser, Großer Sachschaden in Dippoldiswalde im „Fischersdorf“ und in der „Viehweyergemeinde“. (Pötzsch 1784, Knebel 1918)
27.6.1498	Hochwasser an der Weißeritz in Dippoldiswalde und in Dresden am Abend des Siebenschläfertages. (Pötzsch 1784, Knebel 1918)
1530	Hochwasser der Weißeritz in der ersten Fastnachtswoche. (Pötzsch 1784)
20.5.1538	Eintägiges Hochwasser mit sehr schnellem Anstieg. (Pötzsch 1784)
1543	Hochwasser der Wilden Weißeritz. Schäden in Tharandt. (Marx 1966)
25.5.1559	Hochwasser im Gebiet um Altenberg. Schäden an Mühlen und anderen Gebäuden. (Marx 1966)
21.1.1582	Hochwasser in Dippoldiswalde, Dresden: Das Wasser drang vor dem Wilsdruffer Tore in die Fenster der dortigen Häuser Die meisten Holzbrücken zerstört, zahlreiche Höfe nicht erreichbar. (Pötzsch 1784, Knebel 1918)
Juli 1593	Große Weißeritzflut mit mindestens einem Todesopfer. (Knebel 1918)
Winter 1595	„...schröckliche, hochscedliche Eysfart und Gewitter“. Mehrere Brücken in Dresden (über die Weißeritz) zerstört. (Pötzsch 1786)
13.8.1598	Weißeritzhochwasser in Dippoldiswalde und in Dresden. Wilsdruffer Vorstadt unter Wasser. (Pötzsch 1784, Knebel 1918)
14.1.1599	Hochwasser in Dippoldiswalde. Das Fischersdorf (Dresden) unter Wasser gesetzt. (Pötzsch 1784, Knebel 1918)
22.3.1607	Weißeritzhochwasser setzte die Viehweide unter Wasser. (Marx 1966)
1611	Hochwasser der Roten Weißeritz zerstört viele Wehre. (Knebel 1918)
28.5.1617	Weißeritzhochwasser. Zahlreiche Mühlen beschädigt. (Knebel 1918)
März 1625	Weißeritzhochwasser nach achttägigen Regenfällen. (Pötsch 1784)
1629	Extremes Hochwasser. Die Vorstadt von Dippoldiswalde stand unter Wasser. Mindestens 2 Todesopfer. (Knebel 1918)



Datum	Beschreibung, Schäden, Niederschlag, Wasserstand, Durchfluss, Geschiebe, Quelle, Schrifttum
3.1.1651	Weißeritzhochwasser nach starken Schneefällen und plötzlichem Tauwetter mit Eisaufbruch und Regen. Verstärkt durch Eisstau an der Mündung in die Elbe wurden die Wilsdruffer Vorstadt in Dresden, Bereiche des Churfürstlichen Gartens sowie das Fischer(s)dorf und die Viehweide 4 Tage lang „ziemlich hoch unter Wasser“ gesetzt. Drei Tage lang Hochwasser in Dippoldiswalde. <i>(Pötsch 1784)</i>
3.-4.2.1655	Hochwasser durch Tauwetter und Regen. <i>(Pötsch 1784)</i>
25.5.1679	Wolkenbruch bei Altenberg führte zu Hochwasser in der Roten Weißeritz mit großen Schäden an Menschen, Vieh und Gebäuden in Dippoldiswalde und Schmiedeberg. <i>(Marx 1966, Knebel 1918)</i>
7.7.1692	Wolkenbruch bei Hermsdorf. Hochwasserschäden. <i>(Marx 1966)</i>
2.12.1696	Eisstau der Weißeritz an der Churfürstlichen Untermühle in Dresden. Das Erdgeschoss der Häuser der Wilsdruffer Vorstadt Dresdens eingestaut, so dass die Menschen aus den oberen Etagen mit Kähnen evakuiert werden mussten. <i>(Pötsch 1784)</i>
5.1.1697	Hochwasser der Weißeritz. <i>(Marx 1966)</i>
15.1., 9.7., 1.-3.8. 1700	Hochwasser der Roten Weißeritz. Große Schäden in den Pochwerken und Erzwäschen, starke Geschiebeablagerungen. <i>(Knebel 1918)</i>
1.8.1701	Hochwasser reißt in Schmiedeberg 5 Wohnhäuser und eine Pochmühle weg. <i>(Marx 1966)</i>
3.8.1703	Hochwasser der Weißeritz zerstört Brücken. <i>(Marx 1966)</i>
10.5.1706	Wolkenbruch hinter dem Churfürstlichen Kammergut „Korbitz“ bei Dresden. <i>(Pötsch 1784)</i>
1709, 1711	Hochwasser der Roten Weißeritz mit vielen Schäden. <i>(Knebel 1918)</i>
30.6.1713	Hochwasser der Roten Weißeritz nach einem Wolkenbruch. Es entstanden „mannstiefe Löcher, Zerreißen der Wehre, Durchbrechung von Dämmen, Unterspülung der Straßen und Mühlgebäude“. <i>(Knebel 1918)</i>
1724	Hochwasser der Roten Weißeritz. Fürstenweg beschädigt. <i>(Knebel 1918)</i>
1729	Hochwasser der Weißeritz. Großer Schaden. <i>(Marx 1966)</i>
5.-6.7.1732	Hochwasser der Roten Weißeritz. <i>(Knebel 1918)</i>
20.12.1740	Hochwasser der Weißeritz. <i>(Marx 1966)</i>
5.2.1746	Hochwasser der Roten Weißeritz mit Eisgang. Viele Brücken beschädigt oder zerstört. <i>(Knebel 1918)</i>
1750, 1753	Hochwasser der Roten Weißeritz. <i>(Knebel 1918)</i>



Datum	Beschreibung, Schäden, Niederschlag, Wasserstand, Durchfluss, Geschiebe, Quelle, Schrifttum
5.12.1767	Hochwasser der Roten Weißeritz, starker Geschiebetrieb. ( <i>Knebel 1918</i> )
4.4.1770	Hochwasser der Roten Weißeritz. Zerstörung der Mühlen und Pochwerke in Ulberndorf und Dippoldiswalde. ( <i>Knebel 1918</i> )
17.3.1771	Zahlreiche Brücken an der Roten Weißeritz beschädigt. ( <i>Knebel 1918</i> )
22.2.1799	Tauwetter und Regen. Schäden im Plaunschen Grund und in Dresden. Spechtritzmühle im Rabenauer Grund und die Röthenbacher an der Wilden Weißeritz weggerissen. ( <i>Pötzsch 1800, Deutsch 1999</i> )
1804	Gesamtes Tal der Roten Weißeritz überschwemmt. „Das trübe Wasser floss in Dippoldiswalde durch das Zahn'sche und das Nikolaivorwerk, hinter dem Gottesacker durch die Vorstadt, Keller und Erdgeschosse füllend“. ( <i>Knebel 1918</i> )
30.- 31.7. 1897	Die Weißeritz verließ in Löbtau ihr 1891/93 zugewiesenes neues Bett, mündete an der Marienbrücke/ Weißeritzstraße in die Elbe und setzte die Friedrichstadt und die Wilsdruffer Vorstadt unter Wasser. In Tharandt alle Brücken zerstört. Im Rabenauer Grund 15 Bahnbrücken zerstört. In Deuben, Döhlen und Potschappel (heute Freital) zahlreiche Wohngebäude eingestürzt. 19 Todesopfer und hunderte Obdachlose. In Dresden stürzten die Brücken an der Würzburger Straße und an der Bienertstraße ein. Die alte Steinbrücke direkt an der Bienertmühle hielt den Fluten damals stand. Ein Flügel des im Bau befindlichen Löbtauer Rathauses durch Bruch der angrenzenden Ufermauer zerstört. Dammbbruch am Weißeritzmühlgraben in Dresden und Überflutung der Bahngleise. ( <i>Jahrhundertflut im Weißeritzkreis 2002, Köckeritz 1993, Chemnitzer Tageblatt v. 1.8.1897, 3.8.1897 und 4.8.1897, Hochwasserschutz in Sachsen 2002</i> )
Juli 1918	Hochwasser in der Wilden Weißeritz. ( <i>Marx 1966</i> )
8.-9.7.1927	Hochwasser in der Weißeritz. Durch Retention in der Talsperre Malter Schäden geringer als bei früheren Ereignissen. $Q \approx 350 \text{ m}^3/\text{s}$ . ( <i>Jahrhundertflut im Weißeritzkreis 2002</i> )
Mai 1941	Hochwasser der Weißeritz, $Q \approx 66,1 \text{ m}^3/\text{s}$ ( <i>BCE 2003</i> )
Febr. 1946	Hochwasser der Weißeritz, $Q \approx 58,1 \text{ m}^3/\text{s}$ ( <i>BCE 2003</i> )

Datum	Beschreibung, Schäden, Niederschlag, Wasserstand, Durchfluss, Geschiebe, Quelle, Schrifttum
9.7.1954	Weißeritz verließ erneut in Löbtau ihr 1891/93 zugewiesenes Bett. Sie mündete an der Marienbrücke/ Weißeritzstraße in die Elbe und überschwemmte die Friedrichstadt und Wilsdruffer Vorstadt. $Q_{DD-Dölzsch} \approx 108 \text{ m}^3/\text{s}$ , $H_q = 292 \text{ l/skm}^2$ , Geschiebeablagerung vor Mündung in Elbe. (Böer u.a. 1959, Hochwasserschutz in Sachsen 2002, Köckeritz 1993)
23.7.1957	Hochwasser in der Weißeritz, $Q \approx 47,9 \text{ m}^3/\text{s}$ . (BCE 2003)
5.-6.7. 1958	Erneutes Hochwasser der Weißeritz, $Q \approx 230 \text{ m}^3/\text{s}$ . (Jahrhundertflut im Weißeritzkreis 2002)
Dez. 1974	Hochwasser in der Weißeritz, $Q \approx 50,6 \text{ m}^3/\text{s}$ . (BCE 2003)
20.7.1977	Hochwasser im Bereich Dippoldiswalde, Malter, Rabenauer Grund. (Hochwasserschutz in Sachsen 2002)
9.-10.8. 1981	Gewitterregen in der Nacht vom 9. zum 10.8. . Hochwasser in und um Kipsdorf und Schmiedeberg. Hochwasserspitze in der Talsperre Malter vollständig gekappt. $Q_{\text{Schmiedeberg}} \approx 50 \text{ m}^3/\text{s}$ . (Jahrhundertflut im Weißeritzkreis 2002)
1.-6.8.1986	Hochwasser in der Weißeritz, Freiburger Mulde, Striegis, Flöha, Zschopau. (BCE 2003)
12.8.2002	HHW in der Weißeritz. $Q \approx 400 \text{ m}^3/\text{s}$ . Die Abflüsse an den Talsperren Klingenberg, Lehmühle und Malter lagen nach der bisherigen Statistik über dem $HQ_{10.000}$ . In Freital und Dresden-Löbtau und Friedrichstadt schießender Abfluss in den Straßen. Teile des historischen Stadtzentrum mit Zwinger, Opernhaus und Schloss stehen zunächst durch die Weißeritz und am 17.8. durch die Elbe unter Wasser. Große Sachschäden. Personenschäden.

Aus der Darstellung der historischen Wasserstände der meisten Flüsse wie auch der Elbe in Abbildung 1 lässt sich eine tendenzielle Zunahme nicht signifikant nachweisen. Hinzu kommt, dass durch Talsperrenbauten an der Moldau sowie zahlreiche Hochwasserschutzmaßnahmen in den letzten 70 Jahren die kleineren Hochwasserereignisse (mit größerer Eintrittswahrscheinlichkeit) kaum noch zu Schäden führen und dadurch die Sensibilität der Öffentlichkeit für das Hochwassergeschehen teilweise reduziert war. Abbildung 3 lässt erkennen, dass das Elbehochwasser 2002 in Dresden zwar keine größere Fülle, wohl aber einen höheren Scheitelwert als frühere Ereignisse gehabt hat.



1840  
 1841  
 1842  
 1843  
 1844  
 1845  
 1846  
 1847  
 1848  
 1849  
 1850  
 1851  
 1852  
 1853  
 1854  
 1855  
 1856  
 1857  
 1858  
 1859  
 1860  
 1861  
 1862  
 1863  
 1864  
 1865  
 1866  
 1867  
 1868  
 1869  
 1870  
 1871  
 1872  
 1873  
 1874  
 1875  
 1876  
 1877  
 1878  
 1879  
 1880  
 1881  
 1882  
 1883  
 1884  
 1885  
 1886  
 1887  
 1888  
 1889  
 1890  
 1891  
 1892  
 1893  
 1894  
 1895  
 1896  
 1897  
 1898  
 1899  
 1900  
 1901  
 1902  
 1903  
 1904  
 1905  
 1906  
 1907  
 1908  
 1909  
 1910  
 1911  
 1912  
 1913  
 1914  
 1915  
 1916  
 1917  
 1918  
 1919  
 1920  
 1921  
 1922  
 1923  
 1924  
 1925  
 1926  
 1927  
 1928  
 1929  
 1930  
 1931  
 1932  
 1933  
 1934  
 1935  
 1936  
 1937  
 1938  
 1939  
 1940  
 1941  
 1942  
 1943  
 1944  
 1945  
 1946  
 1947  
 1948  
 1949  
 1950  
 1951  
 1952  
 1953  
 1954  
 1955  
 1956  
 1957  
 1958  
 1959  
 1960  
 1961  
 1962  
 1963  
 1964  
 1965  
 1966  
 1967  
 1968  
 1969  
 1970  
 1971  
 1972  
 1973  
 1974  
 1975  
 1976  
 1977  
 1978  
 1979  
 1980  
 1981  
 1982  
 1983  
 1984  
 1985  
 1986  
 1987  
 1988  
 1989  
 1990  
 1991  
 1992  
 1993  
 1994  
 1995  
 1996  
 1997  
 1998  
 1999  
 2000  
 2001  
 2002  
 2003  
 2004  
 2005  
 2006  
 2007  
 2008  
 2009  
 2010  
 2011  
 2012  
 2013  
 2014  
 2015  
 2016  
 2017  
 2018  
 2019  
 2020  
 2021  
 2022  
 2023  
 2024  
 2025  
 2026  
 2027  
 2028  
 2029  
 2030  
 2031  
 2032  
 2033  
 2034  
 2035  
 2036  
 2037  
 2038  
 2039  
 2040  
 2041  
 2042  
 2043  
 2044  
 2045  
 2046  
 2047  
 2048  
 2049  
 2050  
 2051  
 2052  
 2053  
 2054  
 2055  
 2056  
 2057  
 2058  
 2059  
 2060  
 2061  
 2062  
 2063  
 2064  
 2065  
 2066  
 2067  
 2068  
 2069  
 2070  
 2071  
 2072  
 2073  
 2074  
 2075  
 2076  
 2077  
 2078  
 2079  
 2080  
 2081  
 2082  
 2083  
 2084  
 2085  
 2086  
 2087  
 2088  
 2089  
 2090  
 2091  
 2092  
 2093  
 2094  
 2095  
 2096  
 2097  
 2098  
 2099  
 2100  
 2101  
 2102  
 2103  
 2104  
 2105  
 2106  
 2107  
 2108  
 2109  
 2110  
 2111  
 2112  
 2113  
 2114  
 2115  
 2116  
 2117  
 2118  
 2119  
 2120  
 2121  
 2122  
 2123  
 2124  
 2125  
 2126  
 2127  
 2128  
 2129  
 2130  
 2131  
 2132  
 2133  
 2134  
 2135  
 2136  
 2137  
 2138  
 2139  
 2140  
 2141  
 2142  
 2143  
 2144  
 2145  
 2146  
 2147  
 2148  
 2149  
 2150  
 2151  
 2152  
 2153  
 2154  
 2155  
 2156  
 2157  
 2158  
 2159  
 2160  
 2161  
 2162  
 2163  
 2164  
 2165  
 2166  
 2167  
 2168  
 2169  
 2170  
 2171  
 2172  
 2173  
 2174  
 2175  
 2176  
 2177  
 2178  
 2179  
 2180  
 2181  
 2182  
 2183  
 2184  
 2185  
 2186  
 2187  
 2188  
 2189  
 2190  
 2191  
 2192  
 2193  
 2194  
 2195  
 2196  
 2197  
 2198  
 2199  
 2200  
 2201  
 2202  
 2203  
 2204  
 2205  
 2206  
 2207  
 2208  
 2209  
 2210  
 2211  
 2212  
 2213  
 2214  
 2215  
 2216  
 2217  
 2218  
 2219  
 2220  
 2221  
 2222  
 2223  
 2224  
 2225  
 2226  
 2227  
 2228  
 2229  
 2230  
 2231  
 2232  
 2233  
 2234  
 2235  
 2236  
 2237  
 2238  
 2239  
 2240  
 2241  
 2242  
 2243  
 2244  
 2245  
 2246  
 2247  
 2248  
 2249  
 2250  
 2251  
 2252  
 2253  
 2254  
 2255  
 2256  
 2257  
 2258  
 2259  
 2260  
 2261  
 2262  
 2263  
 2264  
 2265  
 2266  
 2267  
 2268  
 2269  
 2270  
 2271  
 2272  
 2273  
 2274  
 2275  
 2276  
 2277  
 2278  
 2279  
 2280  
 2281  
 2282  
 2283  
 2284  
 2285  
 2286  
 2287  
 2288  
 2289  
 2290

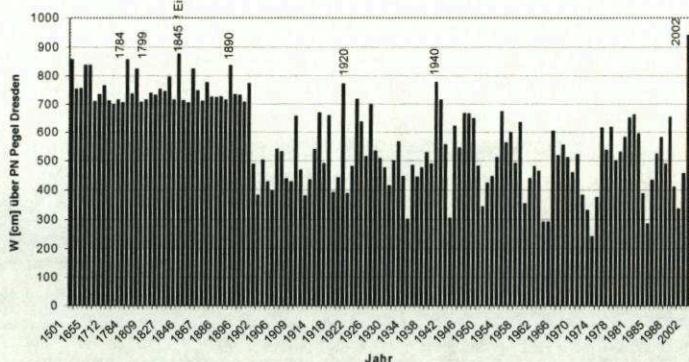


Abbildung 2: Wasserstandsmarkierungen am Wasserpalais des Schlosses Pillnitz. Die oberste Markierung bezieht sich auf das Winterhochwasser 1845. Im August 2002 war der Wasserstand in Pillnitz ca. 3 cm höher, während es am Pegel Dresden mit 63 cm über dem Stand von 1845 angegeben wird.

Die historischen Hochwassermarken in Pirna, Pillnitz (Abbildung 2), Dresden, Meißen und anderen Orten an der Elbe zeigen eine unterschiedliche Abfolge der Wasserstände, die nicht immer erklärbar ist. Weil die historischen Abflüsse in die Hochwasserstatistik (Abbildung 6) und damit in die Festlegung der Schutzziele eingehen, besteht hier deutlicher Forschungsbedarf.

## 2 Ursache

Wie auch schon bei den Hochwasserereignissen im Osterzgebirge in den Jahren 1897, 1927, 1957 und 1958 sowie an der Oder 1997 waren Luftmassen vom Atlantik über das Mittelmeer nach Böhmen und Sachsen geführt worden, wo sie auf kältere Luft trafen und sich dadurch starke Niederschläge ereigneten. Diese Wetterlage ist auch als Vb- Wetterlage bekannt. Im Osterzgebirge fielen vom 10.-12.8. 2002 teilweise 380 – 400 mm Niederschlag in 48 Stunden und in Dresden selbst etwa 150 mm in 24 Stunden.

### 3 Verlauf

Auf Grund der relativ steilen Längsneigung von 1-2% und der kurzen Lauflänge der aus dem Osterzgebirge der Elbe zufließenden Flüsse betrug die Anstiegszeit der Hochwasserwellen meist nur einige Stunden, was die Möglichkeiten für eine wirksame Vorwarnung sehr stark einschränkt. Der Hochwasserscheitel der Elbe infolge der Starkniederschläge im böhmischen Moldau-Einzugsgebiet erreichte Dresden erst 5 Tage später. Teile der sächsischen Landeshauptstadt wurden also



zweimal überflutet: zu Beginn und zum Ende der Woche vom 12.-17.8.2002. Wegen der Vorfeuchte im Boden sind zwischen 50 und 90% des Niederschlages direkt abgeflossen, was die begrenzten Möglichkeiten des Rückhaltes in der Fläche bei hoher Vorfeuchte charakterisiert.

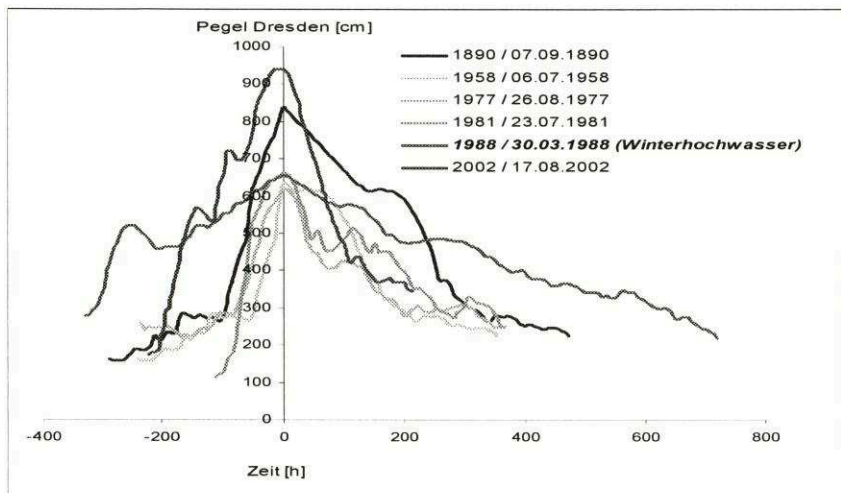


Abbildung 3: Wasserstandsganglinien der Elbe am Pegel Dresden: das Elbehochwasser 2002 hat zwar keine größere Fülle, wohl aber einen höheren Scheitelwert als frühere Ereignisse gehabt (nach D. Carstensen 2002).

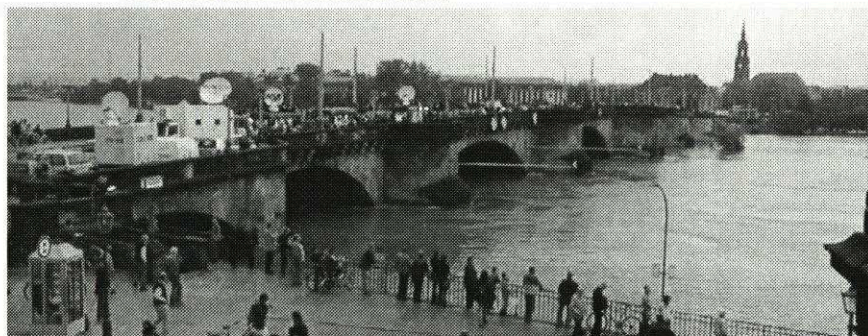


Abbildung 4: Elbehochwasser als Medienereignis am 14.08.02, 16:45, Foto: Pohl

#### 4 Wirkung

Das Hochwasser führte zu großen Schäden in ganz Sachsen. Besonders tragisch ist, dass auch Menschenleben zu beklagen waren. Die Sachschäden bezogen sich vor allem auf Gebäude, Verkehrswege (z.B. Müglitztalstraße und -Bahn, Weißeritztalbahn, alte Muldebrücke bei Grimma, Straßenbahnstrecken in Dresden) und landwirtschaftliche Nutzungen. Uferbereiche wurden in Strecken mit



hoher Fließgeschwindigkeit erodiert. In Bereichen geringerer Fließgeschwindigkeit wie z.B. im Rückstaubereich von Abflusshindernissen (Brücken, Engstellen, Bebauung) kam es zur Sedimentation, die wiederum ein Abflusshindernis darstellte und örtliche Wasserspiegelanstiege verursachte. Besonders problematisch waren Verkläuerungen infolge Mitführung von großen Mengen Treib- und Totholz, welche nach Auffassung des Verfassers zumindest teilweise auf eine veränderte Bewirtschaftung des Waldes und auf nicht standortgerechte Uferbepflanzungen zurückzuführen sind. Insofern sollte die Forderung von Umweltverbänden, Totholz im Flusslauf zu belassen, einer kritischen Prüfung unterzogen werden.

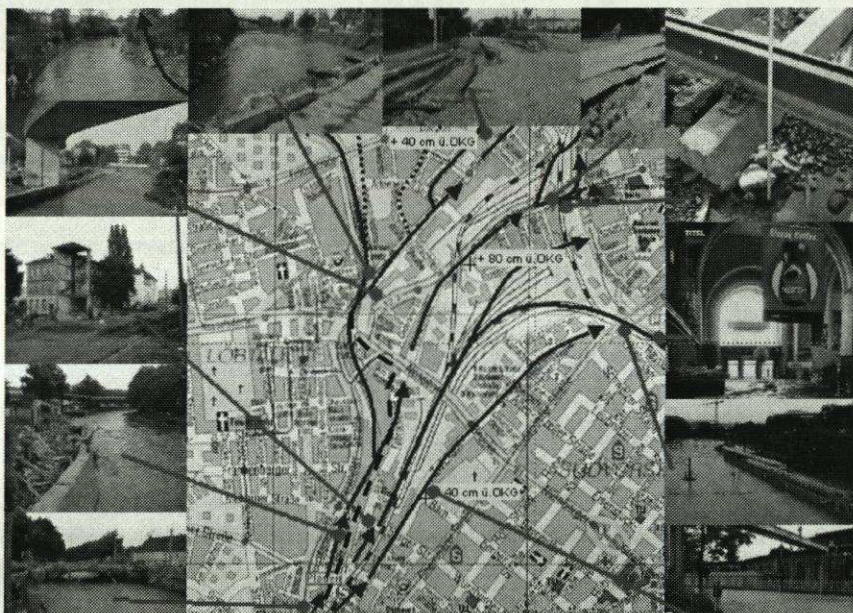


Abbildung 5: Fließwege der Weißeritz in Dresden am 12./13.8.2002 (Pohl 2002). Die Weißeritz verließ ihr 1893 zugewiesenes Bett und floss geradeaus (li.o.) durch die historische Altstadt in die Elbe. Die erste Brücke im geschlossenen Siedlungsgebiet der Stadt Dresden an der Bienertmühle (li.u.) wurde wie auch nachfolgende Brücken infolge zu geringen Durchlassquerschnittes und Verkläuerungen überströmt. Das Wasser lief in die uferparallelen Straßen (re.u.) und in die Bahngleise, so dass auch der Hauptbahnhof überflutet wurde (re.). Entlang der gestrichelten Linie ist im Rahmen der Hochwasserschutzkonzepte eine Kombination aus permanenten und mobilen Hochwasserschutzwänden vorgeschlagen worden.

Nach dem Ereignis wird zu recht nach besseren Vorhersagemodellen gerufen. Diese können aber nicht besser sein als die Eingangsdaten. Leider sind die Pegelschlüsselkurven im Bereich großer Durchflüsse meist nicht belegt und auch im Bereich gemessener Abflüsse nicht immer zutreffend (Pohl 2002b) Der Lan-



deshochwasserzentrale lag im August 2002 auch für die Elbe keine zutreffende W-Q-Beziehung im Bereich großer Abflüsse vor, weshalb zunächst über einen Durchfluss von  $6500 \text{ m}^3/\text{s}$  spekuliert wurde. Vermutlich betrug der Scheitel etwa  $4500 \text{ m}^3/\text{s}$ . Für diesen Wert ergibt sich für das Ereignis vom August ein Wiederkehrintervall (Wiederholungszeitspanne) von etwa 120 Jahren. Bei  $5700 \text{ m}^3/\text{s}$  wären dies 500 Jahre. Da aber die höchste Eintragungsstelle ( $5700 \text{ m}^3/\text{s}$  für das Winterhochwasser mit Eisstau von 1845) und vermutlich noch einige andere nach Auffassung des Verfassers nicht zutreffend sind, ist eine Korrektur der Verteilungsfunktion erforderlich, nachdem die Einzelwerte durch entsprechende noch auszuführende Forschungsarbeiten verifiziert wurden.

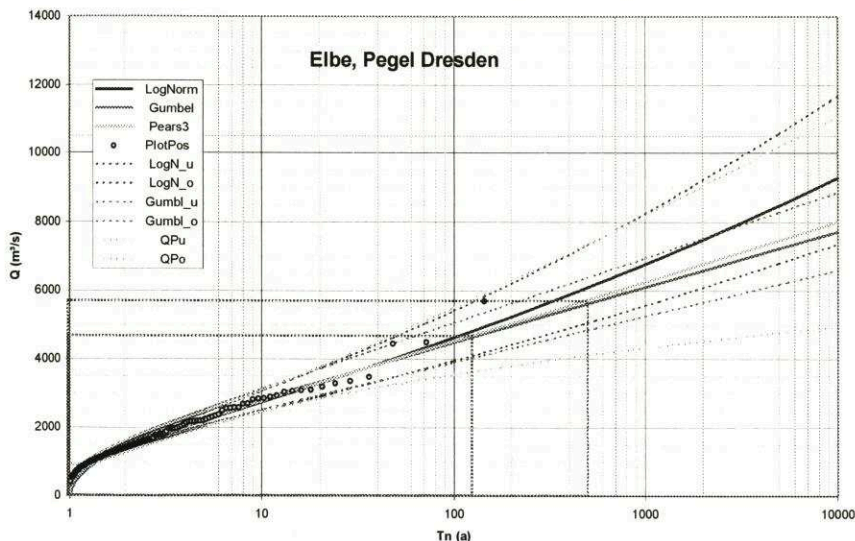


Abbildung 6: Extrapolation der „Hochwasserjährlichkeit“

## 5 Schlussfolgerungen

Das Hochwasser im August 2002 hat gezeigt, dass auch trotz zahlreicher bereits vorhandener Hochwasserschutzmaßnahmen in der Vergangenheit nur ein begrenzter Schutz möglich ist. Aus den Erfahrungen des Augusthochwassers 2002 wurde eine umfangreiche Zusammenstellung von Schlussfolgerungen und Vorschlägen erarbeitet, die bereits im September 2002 auf der Bundesversammlung des BWK (Bund der Ingenieure für Wasserwirtschaft, Abfallwirtschaft und Kulturbau e.V.) in Darmstadt vorgestellt wurde und die in Resolutionen und Empfehlungen an die zuständigen Behörden und Organisationen im Freistaat Sachsen Eingang gefunden haben. Dazu gehören:

- Neuberechnung der Bemessungsabflüsse für die Talsperren, Wehre und Flussabschnitte und Aufbereitung historischer Hochwasserereignisse
- Verbesserung der Prognose und Frühwarnsysteme
- Flussgebietsbezogene Hochwasserschutzkonzepte
- Überprüfung der Pegelschlüsselkurven (W-Q-Beziehungen)
- Überflutungskarten, Hochwassermarken mit NN-Höhen im Stadtgebiet
- Unterirdische Wasserausbreitung berücksichtigen: Grundwasser, Kanalisation, Bergbau
- Besserer individueller Hochwasserschutz
- Verbesserung administrativer Strukturen (Kirchbachbericht)
- Überprüfung der Flächennutzung, Gefahrenzonen

## 6 Hochwasserschutzkonzepte

Von der Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen, die für den größten Teil der Stauanlagen und die Fließgewässer erster Ordnung zuständig ist, wurden umfangreiche Mittel aufgewendet, um nach der ersten Sofortmaßnahme, der Wiederherstellung der Vorflut und Durchgängigkeit der Abflussprofile (Geschiebe, Verkläuerung, eingestürzte Brücken und ufernahe Häuser), für die betroffenen Täler Hochwasserschutzkonzeptionen erstellen zu lassen. Dabei wurde besonderes Augenmerk auf die ganzheitliche Betrachtung der Einzugsgebiete gelegt, wie sie auch von der EurWRRRL gefordert wird. Kernstück dieser Betrachtungen sind Wasserspiegellagenberechnungen für den Ist-Zustand und die Planzustände (1-D, stationär ungleichförmig, instationär, im Bedarfsfall 2-D oder Modellversuche). Deren Ergebnisse werden in Ereigniskarten und Intensitätskarten dargestellt. Im Rahmen dieser Konzeptionen wird stärker als bisher ein nach der Nutzungsart möglicher Überschwemmungsgebiete differenzierter Schutz angestrebt, der aus Gefahrenkarten ablesbar sein wird (*Empfehlung der LTV, Pirna 2003*).

Im Rahmen der Bemühungen zur Verbesserung des Hochwasserschutzes setzen sich die Planer mit zahlreichen Vorschlägen von Fachleuten und Laien auseinander und prüfen diese auf Schutzwirkung und Realisierbarkeit.

Eine häufig zu hörende Forderung lautet: „Man muss den Flüssen **mehr Raum** geben“. Wenn damit gemeint ist, in den Unterläufen der Flüsse großflächige Polder bereitzustellen, deren gesteuerte Flutung kurz vor Erreichen des Hochwasserscheitels zur Kappung des Abflussscheitels vorgenommen werden kann, so kann das für die Unterlieger einen wirksamen Schutz bedeuten. Wie das Beispiel in Abbildung 7 zeigt, würde eine 2 km<sup>2</sup> große Polderfläche –deren Bereitstellung zumindest in und oberhalb von Dresden sehr schwierig werden dürfte– eine Senkung des Scheitelwasserstandes um wenige Dezimeter bewirken. Durch eine zu frühe Flutung (z.B. infolge ungenauer Vorhersage) wäre die





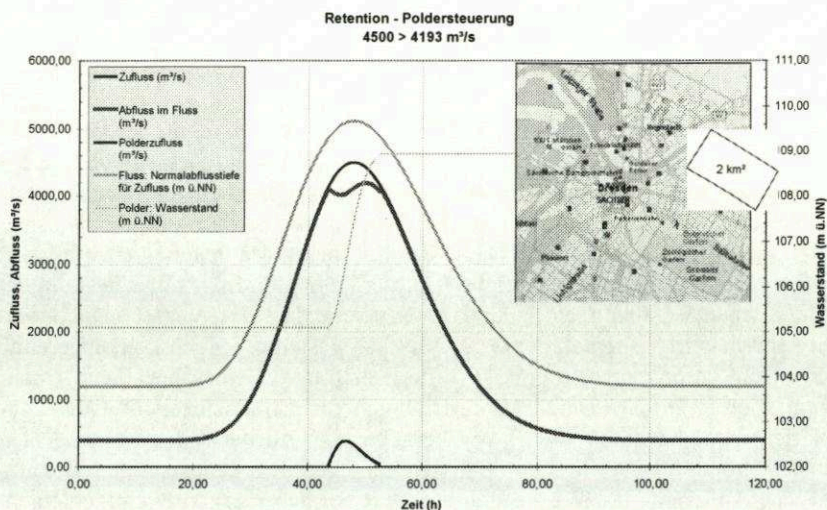


Abbildung 7: Beispielrechnung für eine gesteuerte Polderflutung. Links: Infolge ungenauer Vorhersage wurde der Polder zu früh geflutet. Beispieldaten: Flusssohle 102,00 m ü. NN; Gerinnebreite 250 m; OK fester Überfall 105,20 m ü. NN; Längsgefälle 0,0003; Stricklerbeiwert  $36 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ; Wasserstand beim Öffnen von Flutungstor A 108,00 m ü. NN; Wasserstand beim Öffnen von Flutungstor B 109,50 m ü. NN; Deichkrone 110,50 m ü. NN;

Poldersohle 105 m ü. NN;  
 Torbreite  $2 \times 20 \text{ m}$ ; HQ-Ganglinie;  
 Formfaktor 20;  
 Anstiegszeit 48 h;  
 $Q_s = 4500 \text{ m}^3/\text{s}$ ;  
 Zeitschritt (dh) 0,08 h;  
 MQ (Basis) =  $400 \text{ m}^3/\text{s}$ ; Becken  $A_0 = 2 \text{ km}^2$

Ein weniger häufig zu vernehmender Vorschlag ist die Nutzung von **Verkehrswegen als Entlastungsgerinne**. In der Schweiz wird dies an einem Teilstück der Gotthardautobahn A2 bereits praktiziert. Bei extremem Hochwasser fließt ein Teil der Reuss nach vorheriger Sperrung über die Fahrbahn ab, wobei eine einer Schallschutzwand ähnelnde Hochwasserschutzwand Siedlungsgebiete auf der Ostseite der Autobahn schützt (Abb. 8).

Für Dresden hat der Verfasser die Prüfung eines Projektes vorgeschlagen, bei dem die Weißeritzstraße, die dem Verlauf des gleichnamigen Flusses bis zu seiner Verlegung in den Jahren 1891-93 entspricht, tiefergelegt und ohne Nut-



zungsänderung als Entlastungsgerinne dienen kann. Auch sollen hier an einer Flusskrümmung Hochwasserschutzwände zum Einsatz kommen, um zukünftig eine Überflutung des Hauptbahnhofes zu verhindern. Der sogenannte Weißeritzknick soll außerdem im hydraulischen Modellversuch nachgebildet und untersucht werden. Für Grimma könnte nach Meinung des Autors geprüft werden, ob ein möglicher Entlastungsstraßentunnel (Umgehungsstraße zur Autobahn) auf der rechten Muldeseite eine sinnvolle Ergänzung zu anderen Hochwasserschutzmaßnahmen wäre (z.B. Tieferlegung des Flusses durch Entfernung der Wehre oberhalb und unterhalb der Stadt oder deren Ausbildung als Reißdämme, Entfernung oder deutliche Höherlegung der historischen Muldebrücke, die im August 2002 einen Aufstau von 1 bis 2 m infolge Druckabfluss verursacht hat). Für das Stadtgebiet von Pirna wurde von den Bearbeitern des Hochwasserschutzkonzeptes der Gottleuba ein unterirdisches Entlastungsgerinne vorgesehen.

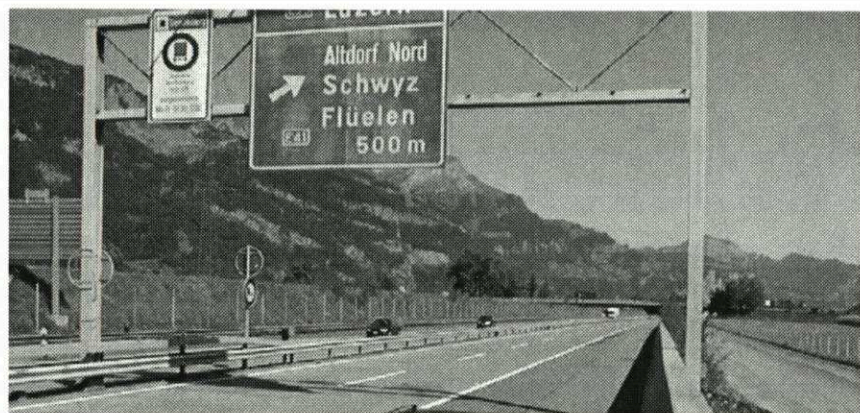


Abbildung 8: St.Gotthardautobahn als Entlastungsgerinne der Reuss: auf der rechten Fahrbahnseite befindet sich eine Hochwasserschutzwand.

Zur Beseitigung von Abflusshindernissen und zur Verminderung der Verklauungsgefahr ist es generell vorteilhaft, wenn **Brücken hoch** liegen und über **große Spannweiten** verfügen. Brückenrampen und Bahndämme quer zur Fließrichtung haben während des Auguthochwassers 2002 als Abflusshindernisse gewirkt. Sie sollten zugunsten von aufgeständerten Trassierungen weichen.

Dort wo es nicht möglich ist, Brückendurchlässe groß genug zu dimensionieren, wäre im Einzelfall zu überlegen, ob die Brückenplatte nicht vielleicht auch tiefer gelegt könnte und dann häufiger überströmt werden würde. Sie müsste dann strömungsgünstig ausgebildet und gegen Horizontalkräfte in Fließrichtung gesichert werden. In Verbindung mit Uferschutzmauern oder höher gelegten Ufern

könnte das Eindringen von Wasser in Siedlungsgebiete in der Nähe von Brücken so verhindert werden.

Zum Schluss soll noch kurz auf eine Frage hingewiesen werden, die vor allem gestellt wird, wenn lange kein Hochwasser zu verzeichnen war: „Wieviel Hochwasserschutz können wir uns leisten?“. Wenn diese nur unter rein ökonomischen Gesichtspunkten beantwortet würde, könnte man vielleicht zu dem Schluss kommen, dass es bei den im Osterzgebirge bisher festgestellten Wiederholungszeitspannen der Katastrophenhochwasser von mehr als 30 Jahren kostengünstiger ist, in diesen Abständen die Schäden zu reparieren als teure Vorsorgemaßnahmen zu finanzieren, die auch nur begrenzt Schutz bieten können. Glücklicherweise ist dies eine Betrachtung, die auch nach diesem Hochwasser von den Betroffenen und Verantwortlichen nicht gewollt ist, zumal bei einem solchen rein wirtschaftlichen Ansatz auch mögliche Personenschäden unkalkulierbar bleiben.

## 7 Literatur

- Sieber, H.-U. (2003): Talsperren als multifunktionale Anlagen.- Probleme bei konkurrierenden Nutzungen.- In: Berichte der ATV-DVWK-Landesverbandstagung Sachsen Thüringen, Suhl, 20.5.2003, S. 121-146
- Kinze, M (2002): Wurden die Dresdner nicht rechtzeitig gewarnt? In: Sächsische Zeitung v. 2.9.2002
- Grünewald, U. (2003): Kann der Mensch die Sintflut vermeiden?.- In: Berichte der ATV-DVWK-Landesverbandstagung Sachsen Thüringen, Suhl, 20.5.2003, S. 11-28
- Martin, H. und Carstensen, D. (1993): Ergebnisse der Untersuchungen zur hydraulischen Wirksamkeit der Dresdner Flutrinnen, Wasserbauliche Mitteilungen Heft 5, TU Dresden, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik
- Aigner, D., Bornschein, A., Pohl, R.: Der Dammbruch von Glashütte.- In: Wasserwirtschaft, Wassertechnik (2002) Heft 7, S. 6-10
- Pohl, R. (2003): Hochwasser aus dem Erzgebirge in der Vergangenheit von der Gottleuba bis zur Mulde.- Bericht (2003)6, TU-Dresden, Inst. f. Wasserbau und THM und GWT, Mai 2003, im Auftrag des SÄLfUG
- Pohl, R. (2002a): Zuverlässigkeit von Verschlüssen in Wasserversorgungsanlagen und in der Abwassertechnik.- In: KA (Korrespondenz Abwasser) – Wasserwirtschaft, Abwasser, Abfall 49(2002)11, S. 1545 - 1554
- Pohl, R. (2002b): Kennen wir die Hochwasserdurchflüsse unserer Flüsse?- In: Wasser und Abfall (2002) Heft 11, S. 14-18
- Bornschein A., Pohl R. (2003): The Dam Break during the Flood in Saxon/Germany in August 2002.- In: Proc. XXX IAHR-Congress Thessaloniki, Greece, August 2003
- Pohl, R.; Dornack, S. (2002): Stabilität von Wellenschutzschichten aus Bruchsteinmaterial.- Bemessung der Steingrößen.- Arbeitsblatt 1/2002, Herausgeber: Sächsisches Landesamt für Umwelt und Geologie (LfUG)
- Martin, H., Pohl, R.: Hydraulic dam safety from the viewpoint of gate and valve operation.- In: Flood Defence 2002, Vol. II, Science Press, Beijing, New York 2002, pp 1438-1445
- Empfehlungen für die Ermittlung des Gefährdungs- und Schadenspotenzials bei Hochwasserereignissen sowie für die Festlegung von Schutzziele.- Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen, Pirna 18.3.2003



- Aigner, D., Carstensen, D., Horlacher, H.-B., Lattermann, E. (2003): Das Auguthochwasser 2002 im Elbegebiet und notwendige Schlussfolgerungen.- In: Wasserwirtschaft (2003)1-2, S. 36 ff.
- Sieber, H.-U. (2003): Auswirkungen des Extremhochwassers vom August 2002 auf die Sicherheit von Speicheranlagen der sächsischen Landestalsperrenverwaltung – eine erste Einschätzung.- In: Wasserwirtschaft (2003)1-2, S. 30 ff.
- Das Hochwasser der Elbe im August 2002.- Pressemitteilung der WSD Ost, Berlin.- In: Korrespondenz Abwasser, Abfall 49 (2002)10, S.1334 f.

apl. Prof. Dr.-Ing. habil. Reinhard Pohl  
 TU Dresden  
 Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik  
 01062 Dresden  
 reinhard.pohl@mailbox.tu-dresden.de

### The Summer Flood 2002 in the Area of Dresden

In the week from August 12 to August 17 2002 the Elbe river and its left tributaries in Saxony had an extraordinary flood with the highest water levels which have ever been gauged. In the present paper a short report on this incident with respect to the damages of the Weißeritz river in the city of Dresden is given. The 2002 flood is compared with former events and flood protection strategies for the future are discussed.

## **Versagen eines Talsperrendammes infolge Überströmung Das Hochwasserrückhaltebecken Glashütte**

Dipl.-Ing. Antje Bornschein  
apl. Prof. Dr.-Ing. habil. Reinhard Pohl

### **1 Einführung**

Vor einem Jahr wurden das Erzgebirge und das Elbtal von einem außergewöhnlichen Hochwasser heimgesucht. An den Pegeln mehrerer Erzgebirgsflüsse entsprachen die Durchflüsse nach der bisherigen Statistik einer Wiederholungszeitspanne von mehr als 10 000 Jahren. Bei der Elbe handelte es sich um ein 100-200-jähriges Ereignis. In einer solchen Situation müssen sich Schutzbauwerke bewähren. Wenn sie versagen, können sich große Gefährdungen für Menschen und deren Eigentum ergeben, wie die Deichbrüche während des Hochwassers 2002, das Öffnungsversagen des Lockwitz-Wehres und der Bruch des Briesnitzdammes, von dem hier berichtet werden soll, gezeigt haben.

Im September 1934 und im Mai 1948 gab es schwere Unwetter im Einzugsgebiet der Briesnitz (Schreibweise teilweise auch Brißnitz), einem in der Uhrmacherstadt Glashütte/Sa. mündenden linken Nebenfluss der Müglitz. Um zukünftige Hochwasserschäden zu reduzieren, begann 1949 die Planung des Hochwasserrückhaltebeckens. Von 1951 bis 1953 wurde der Damm des Trockenbeckens knapp 1 km oberhalb der Stadt Glashütte errichtet, der bereits 1957 beim Hochwasser im Osterzgebirge eingestaut wurde und diese Bewährungsprobe bestand. Im Jahre 1997 wurde das Rückhaltebecken in kommunale Trägerschaft übergeben.

### **2 Beschreibung der Anlage**

Das Einzugsgebiet umfasst die Briesnitz und den Johnsbach und hat eine Größe von ungefähr 10 km<sup>2</sup>. Der Beckeninhalt wird mit etwa 50000 m<sup>3</sup> angegeben (<http://www.glashuetten-sachs.de/flut.htm>).

Es handelt sich um einen homogenen Erddamm mit gerader Achse von knapp 9 m Höhe in der Talmitte. Die Böschungen sind mit Rasen bedeckt. Besonders im oberen Teil des Dammes befinden sich Steine in der Schüttung. Eine luftseitige Fußdrainage ist nicht erkennbar. Eine Dichtung mit entsprechenden Anschlüssen



sen an das Durchlassbauwerk, den Untergrund und die Talflanken konnte nicht festgestellt werden.

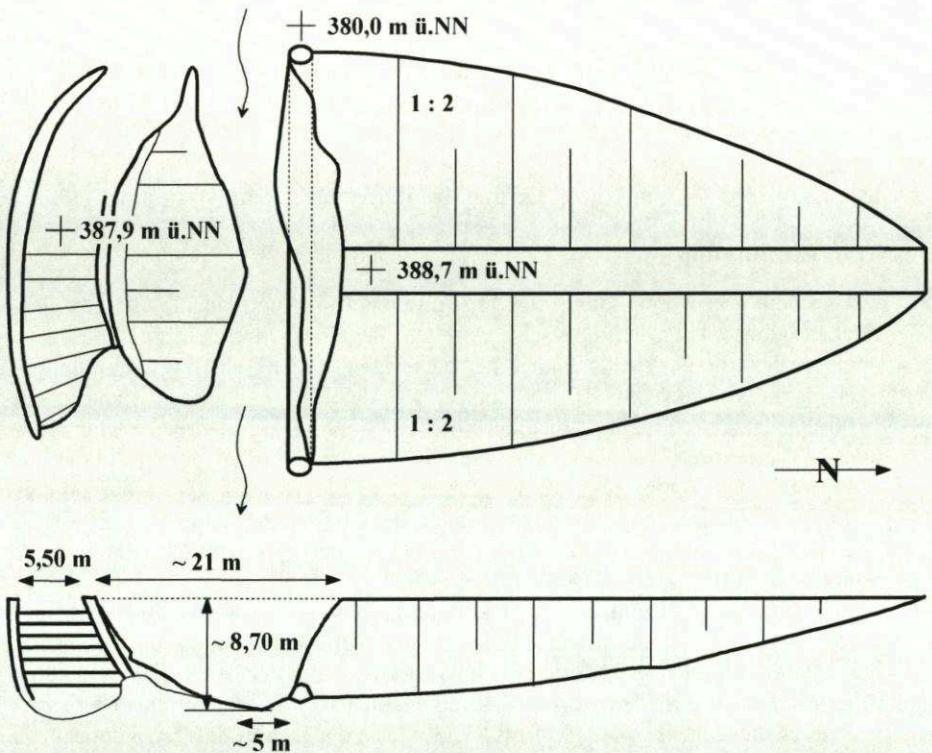


Abbildung 1 Draufsicht und unterwasserseitige Ansicht des Hochwasserrückhaltedammes Glas-hütte/Sa. Nach dem Bruch am 12.8.2002

Als Durchlass diente ein in der Form eines Maulprofiles aus behauenen Natursteinen gemauerter Stollen mit einem Durchlassquerschnitt von ca.  $1,7 \text{ m}^2$  und einer den Maximaldurchfluss auf knapp  $8 \text{ m}^3/\text{s}$  reduzierenden gemauerten Blende auf der Wasserseite. Die Hochwasserentlastung an der südlichen Dammschulter besteht aus einem breitkronigen Überfall von  $5,5 \text{ m}$  Breite und 7 anschließenden Kaskadenstufen von je  $1 \text{ m}$  Höhe.

Auffällig ist die geringe Freibordhöhe, die bereits bei Vollstau nur  $80 \text{ cm}$  beträgt. Das DVWK-Merkblatt 246 und die DIN 19700 T12 empfehlen ein Mindestfreibord von einem Meter.

### 3 Leistungsfähigkeit der Hochwasserentlastungsanlage

Die überschläglichen Berechnungsergebnisse für die Durchflusscharakteristiken sind in Abbildung 2 sowie in Tabelle 1 dargestellt worden.

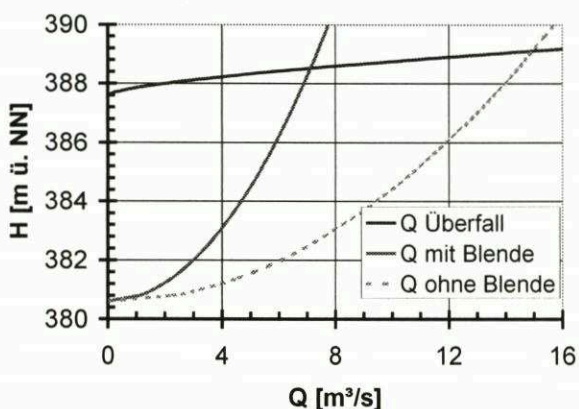


Abbildung 2 Leistungsfähigkeit der Entlastungsanlagen

	H [mü.NN]	$Q_{HWE}$ [m³/s]	$Q_{GA}$ [m³/s]	$\Sigma$ [m³/s]
Vollstau	387,6	0	7,6	7,6
Kronenstau (ohne Freibord)	388,4	5,8	8,0	13,8

Tabelle 1 Gesamtabfluss durch und über das Absperrbauwerk

### 4 Hydrologische Situation

Wenn das Bemessungshochwasser von **benachbarten Einzugsgebieten** auf das Einzugsgebiet des HRB Glashütte **umgerechnet** wird, ergeben sich für das  $HQ_{1000}$  Werte zwischen 13 und 25 m³/s. Für das  $HQ_{500}$  liegen sie etwas darunter. Bei der Bestimmung der Werte der Nachbareinzugsgebiete sind die bis 1998 ermittelten Hochwasserscheitel zugrunde gelegt worden. Die beobachteten Reihen sind kürzer als ein Drittel des Extrapolationszeitraumes und insofern unsicher.

Neuere Untersuchungen aus Ereignissen seit 1998 haben insbesondere für kleinere Einzugsgebiete deutlich größere Niederschlagspenden ergeben, wie aus Abbildung 3 ersichtlich ist. Eine Approximation scheint durch die Kurve für die Niederschlagspende von *Wundt (1965)*, die mit 10% Wahrscheinlichkeit überschritten wird, möglich zu sein. Es ergeben sich HHQ-Werte, die um das Mehrfache über dem  $HQ_{1000}$  und dem BHQ liegen. Allerdings ist auch hier zu hinter-



fragen, wie die beobachteten Wasserstände in Durchflüsse umgerechnet wurden (Pohl 2002).

Wenn der Bemessungsabfluss auf dieser Grundlage ermittelt werden soll, ergibt sich für das Einzugsgebiet des HRB Glashütte ein Scheitelzufluss von etwa  $50 \text{ m}^3/\text{s}$ .

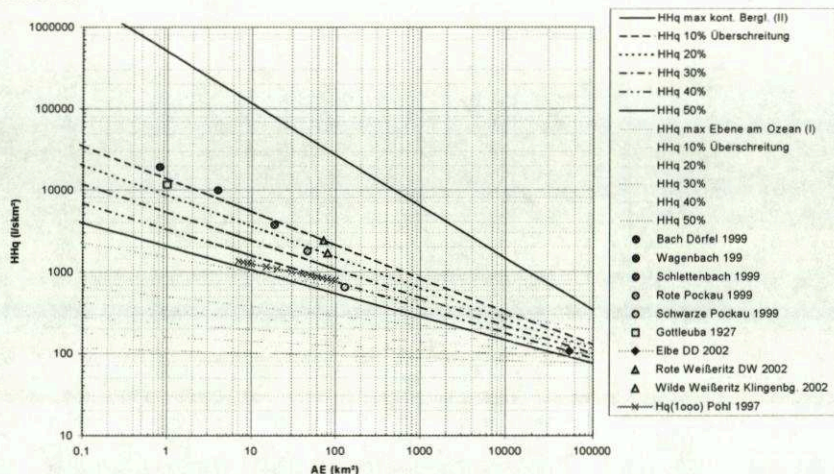


Abbildung 3 Grenzkurven für die maximale Abflusspende nach Wundt (1965) und ausgewählte Ereignisse aus dem Osterzgebirge

## 5 Bruch des Absperrbauwerkes

Der Bruch des Absperrbauwerkes ereignete sich während des außergewöhnlichen Niederschlagsereignisses am 12. August 2002 durch überströmungsbedingte Erosion in der Zeit von 16:10 bis 16:40 Uhr. Dem Vernehmen nach begann die Überströmung neben der Hochwasserentlastungsanlage etwa anderthalb Stunden vor der Erosion des Dammes. Bei der Bildung der Bresche wurden etwa  $1700 \text{ m}^3$  Dammschüttmaterial ausgetragen.

Bei einer ersten Ortsbesichtigung am 23.08.02 wurde festgestellt, dass der Grundablass vollständig durch Treib- und Schwemmgut verlegt (verklaut, verstopft) war und für die Entlastung offensichtlich nicht mehr wirksam gewesen sein kann. Die Verlegung muss stattgefunden haben, als sich der Wasserspiegel noch in dieser Höhe befunden hat. Nach einer Beräumung des Einlaufbereiches war sichtbar, dass der Stollenquerschnitt im Einlaufbereich ca. bis zur halben Höhe mit Sand gefüllt war.

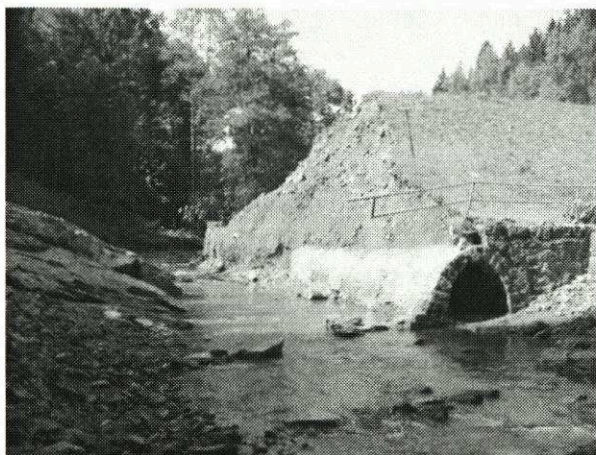


Abbildung 4 Dambruchstelle mit Durchlass von Unterwasser, nördliche Bruchfläche (Foto: Bornschein)

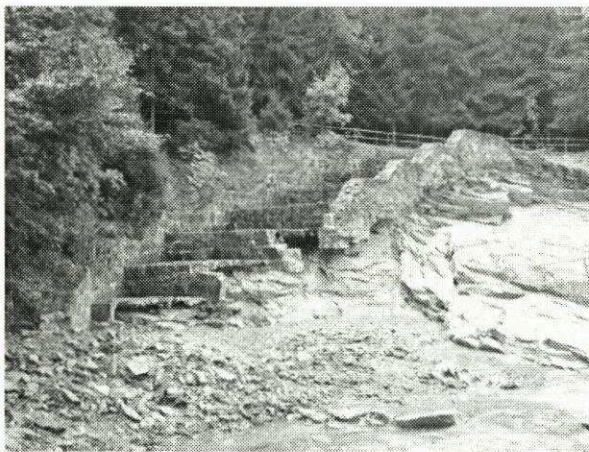


Abbildung 5 Hochwasserentlastungsanlage von Unterwasser, nördliche Bruchfläche (Foto: Bornschein)

Es kam wegen der fehlenden Entlastung durch den Stollen zu einer relativ schnellen Beckenfüllung und zur Inanspruchnahme der Hochwasserentlastung, die bei bordvollem Becken nur etwas weniger als  $6 \text{ m}^3/\text{s}$  abführen kann. Aus diesem Grunde war eine Dammüberströmung, die zur Erosion des Absperrbauwerkes geführt hat, unausweichlich.

Zur quantitativen Beurteilung des hydraulischen Geschehens wurde die Abflussganglinie während des Bruches rekonstruiert (Abbildung 8). Von WASY 2003 wurde eine Zuflussganglinie für das HRB Glashütte mit einem Scheitel-



wert von  $26 \text{ m}^3/\text{s}$  mittels Niederschlags-Abfluss-Modellierung bestimmt. Eine Beckeninhaltslinie wurden nach eigenen Recherchen erstellt. Zur Verifizierung des berechneten Anstiegs des Wasserstandes im Staubecken standen Augenzeugenberichte zur Verfügung.

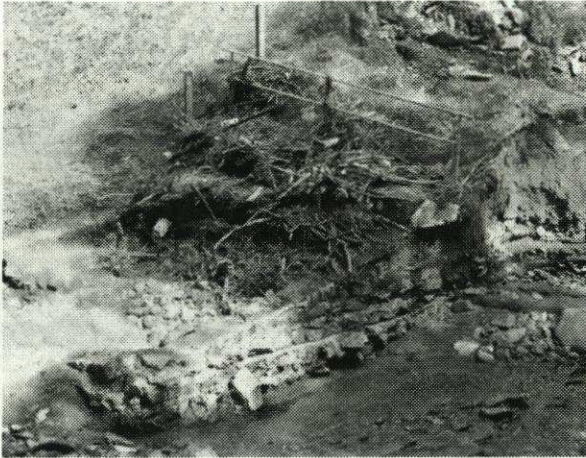


Abbildung 6 Einlauf des Durchlasses während und kurz nach dem Hochwasser 2002. Verklausung (Foto: Bornschein 2002)

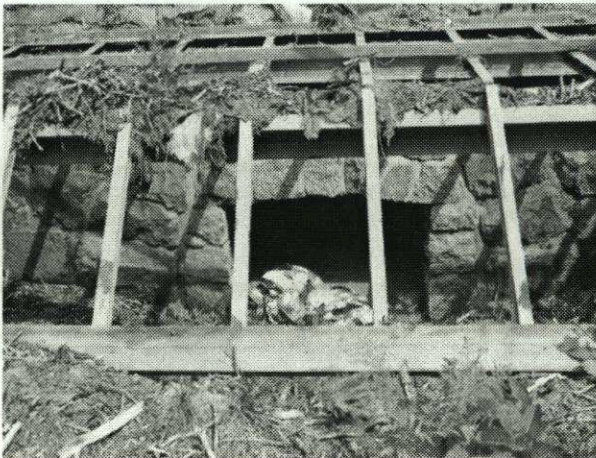


Abbildung 7 Einlauf des Durchlasses geräumt (Foto: Gilli 2003)

Für den Scheitelabfluss mit Dammbbruch konnte ein Wert von etwas mehr als  $100 \text{ m}^3/\text{s}$  ermittelt werden.

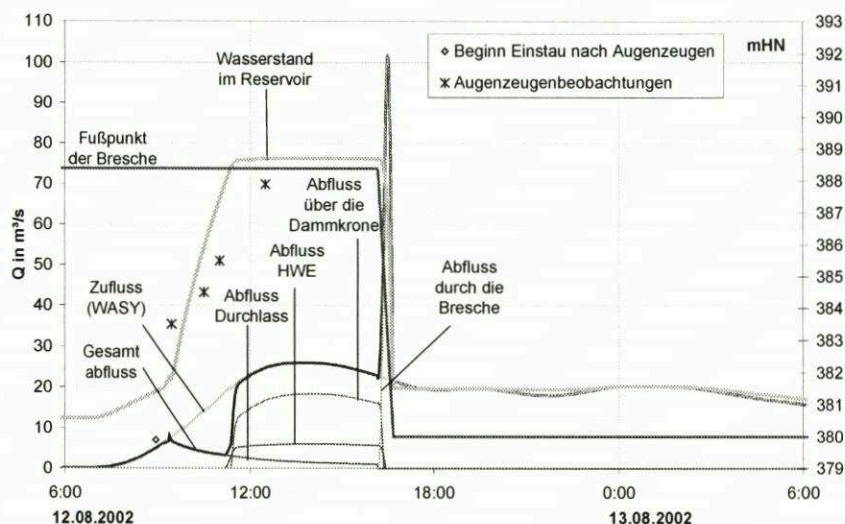


Abbildung 8: Berechnungsergebnisse für Durchfluss- und Wasserstandsganglinien während des Bruches des Staudammes oberhalb Glashütte

Die Bresche ist näherungsweise trapezförmig mit einer Breite von etwa 21 m in Höhe der Krone und etwa 5 m an der Sohle. Sie erstreckt sich über die gesamte Dammhöhe. An der Südseite wird sie im unteren Teil durch eine etwa 1:2 nach Norden fallende relativ glatte Felsfläche und auf der Nordseite durch den Grundablassstollen begrenzt. Bei einer plötzlichen Breschenöffnung wäre theoretisch eine Höhe der ausfließenden Schwallwelle von bis zu 4 m möglich gewesen, die aber auf Grund der eine halbe Stunde andauernden Breschenerosion geringer gewesen sein muss.

Interessant ist auch der Vergleich mit Kennzahlen, die bei anderen Dammbrüchen weltweit erhoben wurden. Als Vergleichsgrößen werden dabei die Bruchentwicklungszeit, das bewegte Dammmaterial, der maximale Ausfluss und der Bruchbildungsfaktor (breach formation factor – BFF) benutzt.

$$\text{BFF} = \text{ausgeflossenes Volumen} \cdot \text{Stauhöhenverlust im Becken} \quad [\text{m}^3 \cdot \text{m}]$$

In den Abbildungen 9-11 ist zu erkennen, dass die Werte für den Damm Glashütte durchaus im Streubereich anderer beobachteter Versagensfälle liegt. Dass das Volumen im Verhältnis zum Bruchbildungsfaktor etwas geringer ist, kann mit der Beschaffenheit des Schüttmaterials und der glatten Rutschfläche zusammenhängen. Der etwas geringere Scheitelwert des Ausflussschwall ist vermutlich auf die allmählich verlaufene Bruchbildung über eine halbe Stunde zurückzuführen.



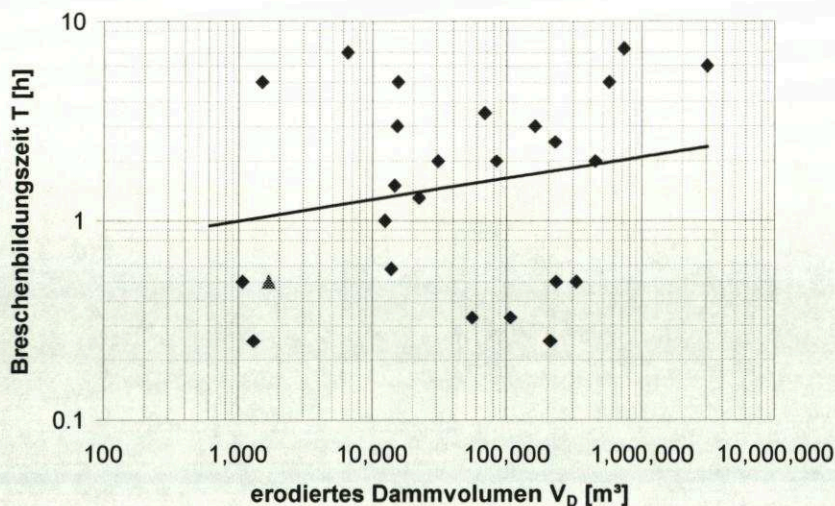


Abbildung 9: Bewegtes Schüttmaterial gegenüber der Brechenbildungszeit – RHB Glashütte (Dreieck) im Vergleich mit Daten von MacDonald/Langridge-Monopolis 1984.

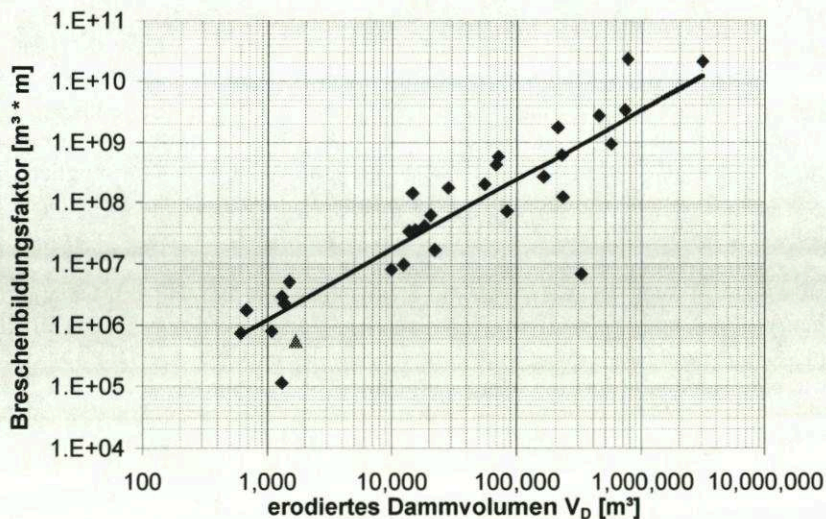


Abbildung 10: Bewegtes Schüttmaterial gegenüber Brechenbildungsfaktor BFF – RHB Glashütte (Dreieck) im Vergleich mit Daten von MacDonald/Langridge-Monopolis 1984.

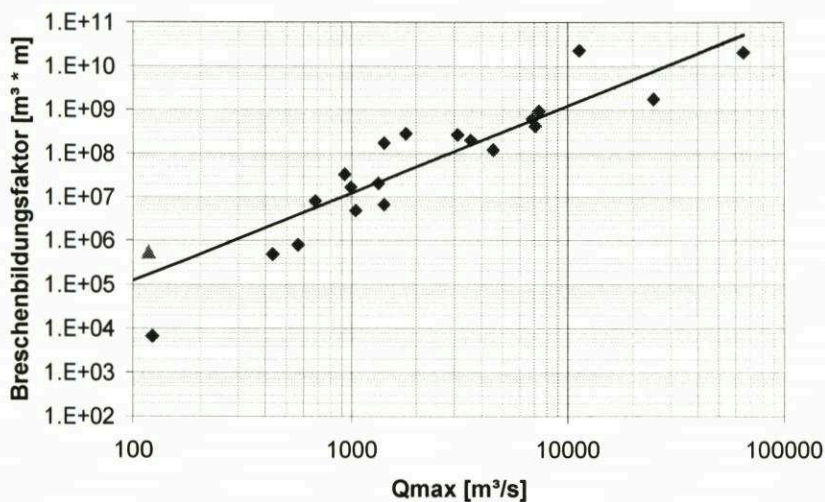


Abbildung 11: Spitzendurchfluss durch die Bresche gegenüber Bruchbildungsfaktor BFF – RHB Glashütte (Dreieck) im Vergleich mit Daten von MacDonald/Langridge-Monopolis 1984.

## 6 Flutwellenausbreitung im Briesnitz- und Müglitztal

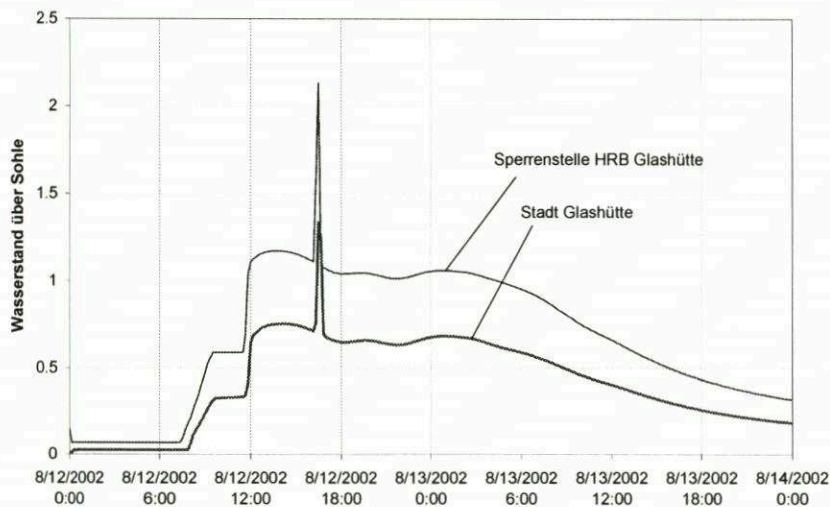


Abbildung 12: Berechnete Wasserstandsganglinie direkt unterhalb der Sperrstelle und in Glashütte



Durch den Bruch des Absperrbauwerkes ist an der Sperrstelle ein ungefähr dreimal so großer Durchfluss verglichen mit der Situation ohne Bruch eingetreten. Ausgehend von der Ausflussganglinie (Abbildung 8) wurde die instationäre Ausbreitung der Flutwelle berechnet (Mike 11). In der Abbildung 12 wird deutlich, dass der Wasserstand beim Durchgang der Flutwelle bereits auf der kurzen Laufstrecke bis nach Glashütte deutlich abnimmt, was auf die Talform und die Retentionswirkung zurückzuführen ist. Der zusätzliche Wasserstand infolge Dammbruch beträgt demnach etwa 60 cm.

Eine weitere interessierende Frage ist, ob durch den Dammbruch die Flutwelle der Müglitz vergrößert wurde. Wie die Ergebnisse der instationären Berechnung in der Abbildung 13 zeigen, war dies nicht der Fall. Allerdings kam es zu einer ca. 10 Stunden vorauslaufenden, vorübergehenden Abflussspitze.

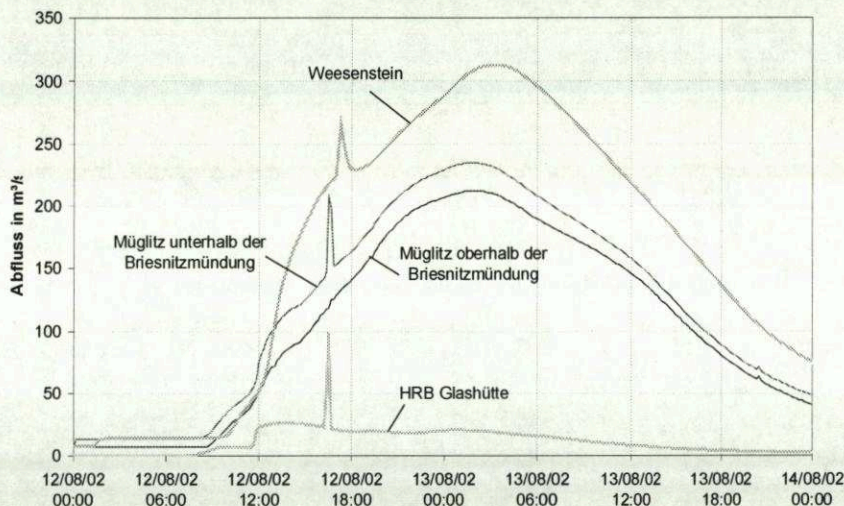


Abbildung 13: Abflussganglinien in der Briesnitz und der Müglitz

## 7 Schadensursachen, Schlussfolgerungen

Wenn die Möglichkeit der Verlegung des Durchlasses berücksichtigt wird, ist die **Hochwasserentlastungsanlage** in jedem Falle **unterbemessen**, unabhängig davon, nach welcher Methode der Bemessungsabfluss ermittelt wird.

Wenn die empfohlene Mindestfreibordhöhe vorhanden gewesen wäre und der Abstand zwischen Vollstau und Dammkrone etwa einen Meter größer gewesen wäre, hätten über die Hochwasserentlastungsanlage bordvoll  $Q = 19,6 \text{ m}^3/\text{s}$  abgeführt werden können.

Außer dem Grasbewuchs verfügte der Damm über keine weitere Befestigung, so dass die beobachtete längere Überströmung eine Zerstörung des Dammes zur Folge hatte. Die primäre Schadensursache ist demzufolge die unzureichende Hochwasserentlastungsanlage in Verbindung mit der zu geringen Freibordhöhe. Als sekundäre Ursachen dürfte beim Bruch eine Rolle gespielt haben, dass der Damm durch die vorausgegangenen Niederschläge und den Einstau eine relativ hoch liegende Sickerlinie mit der Folge verminderter Standsicherheit gehabt hat. Verstärkend könnte hier gewirkt haben, dass die luftseitige Grasnarbe zu einem Gegenstau im Dammkörper führen kann und eine Fußdrainage nicht erkennbar ist. Ein schnelles Ansteigen der Sickerlinie konnte durch bevorzugte Sickerwege entlang des aus behauenen Bruchsteinen gemauerten Durchlasses auf der linken Seite und der sehr glatten, in Fließrichtung verlaufenden Felsfläche auf der rechten (Süd-)Seite der Bresche begünstigt werden.

Es ist auch nicht auszuschließen, dass auf den glatten Flächen im unteren Brechenbereich (Fels auf der Südseite und Stollen auf der Nordseite) während des Überkronenstaus die lokale Gleitsicherheit nicht ausreichend war, was jedoch einer näheren Untersuchung unterzogen werden müsste.

## 8 Schrifttum

- Bornschein, A.; Aigner, D.; Pohl, R. (2002): Der Dammbruch von Glashütte. wwt awt – Fachzeitschrift für ökologisches und umwelttechnisches Management, Verlag Bauwesen, Oktober 7/2002
- DVWK-Merkblatt 246/1997 Freibordbemessung an Stauanlagen
- Hochwasserschutz in Sachsen.- Materialien zur Wasserwirtschaft 2/1996, Sächsisches Staatsministerium für Umwelt und Landwirtschaft
- "Keine Ratten, nur Wasser".- Bericht in der Sächsischen Zeitung v. 23.08.02 Rubrik Weißeritzkreis (SZ/th)
- LfUG (2002): Analyse und Prognose der meteorologisch-hydrologischen Situation. Monatsbericht August des Landesamtes für Umwelt und Geologie des Freistaates Sachsen, Deutschland
- MacDonald, C. Th.; Landgridge-Monopolis, J. (1984): Breaching Characteristics of Dam Failures. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 110, No. 4
- Pohl, R. (2002): Kennen wir die Hochwasserabflüsse unserer Flüsse? - In: Wasser und Abfall, Heft 11-12, S. 16 ff.
- WASY (2003): Niederschlags-Abfluss-Modellierung für das Augusthochwasser 2002. WASY Gesellschaft für wasserwirtschaftliche Planung und Systemforschung mbH, Niederlassung Dresden
- Winkler, U.: Prognostische Einschätzungen zur Entwicklung der Talsperrenabgabeleistungen unter Berücksichtigung extremer Dargebotssituationen und des Klimawandels am Beispiel des Talsperrensystems Klingenberg/Lehnmühle.- In: 10 Jahre Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen, LTV Sachsen 2002 S. 8 ff
- Internetseite <http://www.glashuette-sachs.de/flut.htm>



Dipl.-Ing. Antje Bornschein  
apl. Prof. Dr.-Ing. habil. Reinhard Pohl  
TU Dresden  
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik  
01062 Dresden  
E-Mail: antje.bornschein@mailbox.tu-dresden.de  
reinhard.pohl@mailbox.tu-dresden.de

## Hochwasser und Wasserbau

apl. Prof. Dr.-Ing. habil. Eberhard Lattermann

### 1 Einleitung

Hochwasserereignisse gab es immer, und sie werden auch zukünftig auftreten. Doch das Ereignis vom August 2002 übertraf bisherige Höchstwerte auf dramatische Weise. Klimaforscher, Meteorologen und Hydrologen prognostizieren eine Zunahme von Extremereignissen nach Häufigkeit und Stärke. An vielen Orten wird der Wasserbauer reagieren müssen, ganz gleich, ob es sich um Neubau, Ertüchtigung oder Abriss von Bauwerken handelt. Zunehmend ist aber die Tendenz zu erkennen, dass Erkenntnisse der Wasserbauer nicht ausreichend beachtet werden, wenn Entscheidungen bei Verkehrsbauten, in der Industrie oder Landwirtschaft vorbereitet und getroffen werden. Auch mit Flächenversiegelungen und Flussbegradigungen Hochwasserkatastrophen zu erklären, trifft nur ein kleines Problemfeld, lenkt auch von den bevorstehenden großen Aufgaben der Bauingenieure und vor allem der Wasserbauer ab.

### 2 Der Bericht der IKSE

Die Internationale Kommission zum Schutz der Elbe (IKSE) stellte im Jahre 2001 ihre „Bestandsaufnahme des vorhandenen Hochwasserschutzniveaus im Einzugsgebiet der Elbe“ [1] vor. Zwei den Wasserbau betreffende Zusammenstellungen in diesem Bericht zeigen die Erfolge und besonders notwendige Aufgaben für den Wasserbau. Die Hochwasserereignisse in Sachsen in den Jahren 1954, 1957 und 1958 hatten ein umfangreiches Hochwasserschutzprogramm zur Folge. Nach Tabelle 3 in [1] wurden allein von 1961 bis 1970 im Einzugsgebiet der Elbe auf dem Territorium der ehem. DDR 20 Talsperren und Rückhaltebecken in Betrieb genommen. Auf tschechischem Gebiet kamen 19 Anlagen hinzu.

Den Deichen wird in [1] ein guter Zustand bescheinigt, aber nur im Bereich der staugeregelten Elbe und Moldau auf tschechischem Gebiet. Nicht ausreichend ist dort auf vielen Kilometern die Deichhöhe, die oft nur gegen ein  $HQ_3$  oder  $HQ_5$  sicher ist. Auf deutschem Gebiet kehren die Deiche im Einzugsgebiet der Elbe fast ausschließlich gegen ein  $HQ_{100}$ , aber der bauliche Zustand fordert erhebliche Instandsetzungsmaßnahmen. Die Ereignisse im August 2002 haben das leider eindrucksvoll bestätigt.



### 3 Deichertüchtigungen

Nicht jedes Hochwasser erreicht die Größe des Auguthochwassers 2002. Doch auch kleinere, insbesondere lang anhaltende hohe Wasserstände, können große Gefahren für die Deiche an der Elbe und ihren Nebenflüssen hervorrufen. Eine große Durchlässigkeit, fehlende Standsicherheit, starker Baumbewuchs und immer wieder Schwachstellen werden den deutschen Deichen im Einzugsgebiet der Elbe bescheinigt [1]. Fehlende Deichhöhe wird für einzelne Bereiche bemängelt.

Zahlreiche konstruktive Vorschläge wurden erarbeitet, um die Deiche zu sichern. Abgesehen von Neubauten, teils mit Rückverlegungen verbunden, sehen praktisch alle entweder eine Aufhöhung oder eine Dichtung der Deiche vor. Der folgende Vorschlag soll beides vereinen. Für alle mittleren Hochwasserereignisse bis zur Höhe der Deichkrone stabilisiert eine Innendichtung den Deich, bei drohender Überspülung kann der Deich einfach und vor allem schnell erhöht werden. Dazu wird von der Deichkrone aus eine Stahlspundwand (Abb. 1 und 2), deren Profil möglichst einheitlich festzulegen ist, in den Deich eingebracht [2]. Ihre Länge richtet sich nach der Deichhöhe und den Untergrundverhältnissen. In einheitlich festzulegenden, vom gewählten Spundwandprofil abhängigen Abständen von etwa 3 bis 5 m werden an die einzubringenden Spundbohlen Einstecklaschen schon beim Herstellen der Bohlen fest angeschweißt, die nach dem Einbringen der Spundbohlen durch Deckel verschlossen werden. Dadurch ist der Deich für alle Hochwasserereignisse, bei denen die Deichkrone nicht erreicht wird, ausreichend gesichert.

Droht das Hochwasser höher zu steigen, dann werden von zwei Einsatzkräften die Deckel entfernt und in die Einstecklaschen leichte Doppel-T-Träger (vorzugsweise aus Aluminium) eingesteckt. Zwei bis vier weitere Einsatzkräfte führen anschließend zwischen die Doppel-T-Träger leichte Dichtungskörper ein, deren Abmessungen fast den Abständen der Träger entsprechen (geringer Spielraum) und die den Belastungen aus dem Wasserdruck standhalten müssen. Je nach vorausgesagtem Hochwasserstand können zwei oder mehrere Dichtungskörper übereinander eingebaut werden. Da an vielen Stellen gleichzeitig gearbeitet werden kann, ist der Deich in kurzer Zeit auf großer Länge erhöht. Aus nicht von Überschwemmungen bedrohten Gebieten können weitere Dichtungskörper ausgeliehen werden, was die Anzahl der in unmittelbarer Nähe der Deiche vorzuhaltenden Dichtungskörper reduziert. Nach Ablauf der Hochwasserwelle werden die Dichtungskörper und die Doppel-T-Träger wieder entfernt, gereinigt und sicher gelagert.

Das dauerhafte Erhöhen bisher zu niedrig gewesener Deiche bzw. ihre Anpassung an neu festgelegte Bemessungshochwasserstände kann unabhängig von

den beschriebenen Deichsicherungen erfolgen. Es kann auch nach dem Rammen (Rütteln) der Spundwände durchgeführt werden, und je nach zur Verfügung stehenden Baukapazitäten bzw. Geldern und je nach Jahreszeit (Rasenansaat) auch später erfolgen. Nur bis zur endgültigen Fertigstellung des Deiches würden dann lediglich die oberen Teile der Spundwände sichtbar sein und das Landschaftsbild stören.

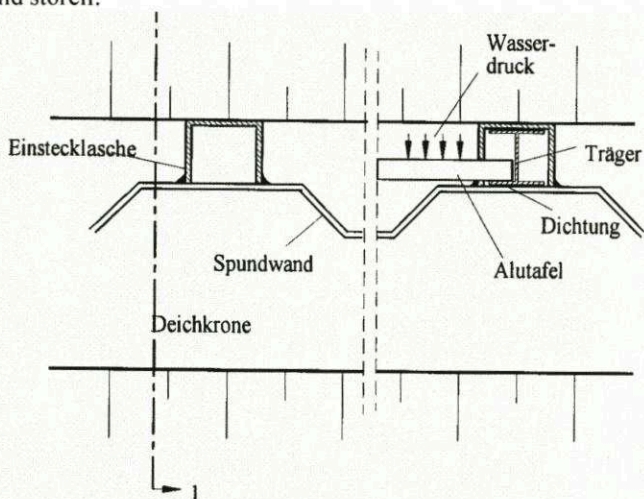


Abbildung 1 Draufsicht auf die Deichkrone

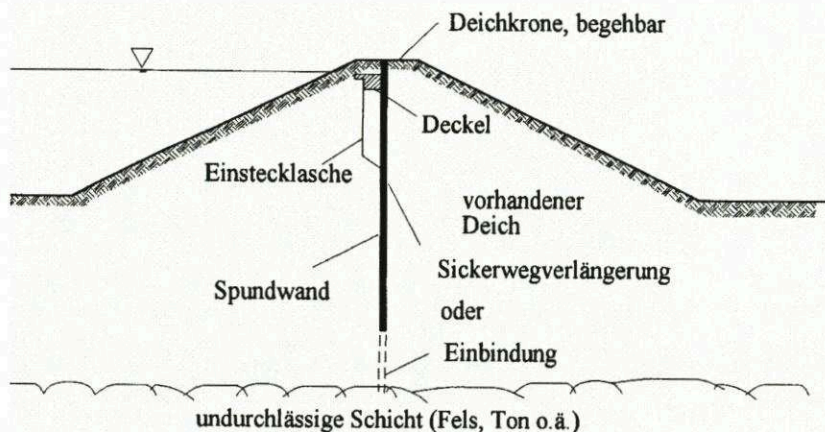


Abbildung 2 Deichquerschnitt, Spundwand und Einstecklasche (Schnitt I - 1)



#### 4 Das Wehr im Lockwitzbach

In Dresden kam es am Lockwitzbach am 12. August 2002 zu einer Überflutung von Wohnhäusern, Straßen und Gärten. Neben dem großen Hochwasserabfluss, dessen genaue Größe nicht feststellbar ist, weil Pegel mitgerissen wurden, wurde auch das im Lockwitzbach befindliche Schwingwehr als Ursache der Katastrophe vermutet. Der seit Tagen etwa 60 cm geöffnete Verschluss des Schwingwehres konnte nicht höher gezogen werden, als die Flut kam. Selbst ein 9 – t – Kran konnte den Verschluss nicht aus dem versperreten Abflussprofil herausheben. Wie die Untersuchungen in [3] zeigten, war das Wehr nicht die einzige Ursache der Überschwemmung. Ein etwa 20 m unterhalb des Wehres befindlicher Durchlass muss in alle Überlegungen einbezogen werden.

Bisher beobachtete Hochwasserabflüsse im Lockwitzbach betrugen 30 bis 35 m<sup>3</sup>/s. Bei solchen Abflüssen hat die Einengung bei Profil 6 einen besonders großen Einfluss auf die Wasserstände, die anderen Profile lassen das Wasser ohne wesentlichen weiteren Aufstau durch, vorausgesetzt, das Wehr lässt sich normal bedienen, siehe auch Abb. 3.

Der klemmende Wehrverschluss führte schon bei 30 m<sup>3</sup>/s zu einer Ausuferung. Mit der Zunahme des Abflusses auf 40 m<sup>3</sup>/s und mehr wird der enge Straßendurchlass der Tögelstraße, auch als Brücke bezeichnet, zum entscheidenden Abflusshindernis. Am Wehr führt das zu einem rückgestauten Durchfluss unter dem nicht gezogenen Wehrverschluss, was zu einer Minderung der Abflussleistung am Wehr führt. Der Anteil des Wehres an der Wassertiefe im überschwemmten Gebiet und somit an der Höhe des Schadens nimmt mit steigendem Zufluss ab. Die Abb. 3 zeigt berechnete Wasserspiegel für einen Abfluss von 50 m<sup>3</sup>/s. Dabei gilt Linie 1 für den Fall, dass kein Wehr vorhanden wäre, Linie 2 für ein funktionsfähiges und Linie 3 für das nicht funktionierende Wehr (Schütz klemmt).

Bei Abflüssen um 60 m<sup>3</sup>/s werden die Unterschiede zwischen den Abflüssen bei nicht vorhandenem Wehr (Linie 1), hochgezogenem Verschluss (2) und nicht funktionierendem Wehr (3) immer kleiner, d. h. die Tögelstraße selbst und vor allem der viel zu enge Durchlass stauen die gesamte betroffene Umgebung schon so hoch ein, dass nur noch ein kleiner Anteil des Wassers unter dem klemmenden Schütz durchfließt, der weitaus größere Anteil bereits neben dem Wehr vorbeifließt.

Das Nichtfunktionieren ist auf einen konstruktiven Fehler am Wehr selbst zurückzuführen, der bei der Rekonstruktion der Anlage gemacht wurde. Die früher vorhandene federnd am Verschluss angebrachte Seitendichtung wurde bei der Rekonstruktion durch eine mit dem Verschluss starr verschraubte Dichtung

(Notenprofil) ersetzt. Die neue Dichtung ist den Dehnungen des Verschlusses bei Erwärmung ausgesetzt und wird dadurch an die seitlich im Beton befindlichen Schleifleisten angedrückt. Diese Schleifleiste ist im oberen Teil erheblich verrostet.

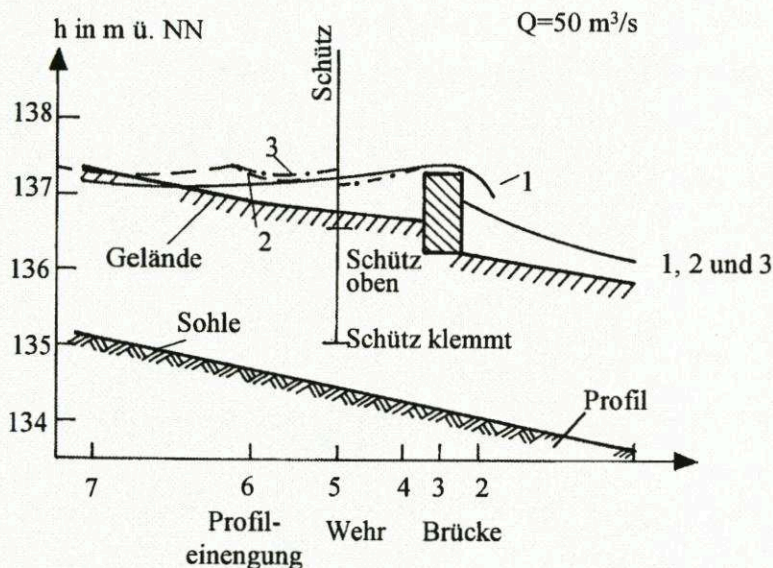


Abbildung. 3 Wasserspiegellagen bei  $Q = 50 \text{ m}^3/\text{s}$

Im Projekt zur Rekonstruktion des Schwingwehres am Lockwitzbach in Dresden sind die Aufzugskräfte falsch berechnet worden. Kann man beim Reibungsbeiwert noch geteilter Meinung sein (auch weil sein Einfluss nicht sehr groß ist), so ist die Berechnung des Druckes  $D_w$ , mit dem die Dichtung gegen die Schleifleiste gedrückt wird, falsch und von größerem Einfluss. Zunächst soll der Reibungsbeiwert untersucht werden. Die Literatur liefert keinen Wert für die Reibung zwischen Gummi und verrostetem Stahl. Der im Projekt angenommene Wert für  $\mu = 0,8$  soll deshalb mit drei Zitaten aus [4] kritisch betrachtet werden.

- 1) S. 199 „Sofern ein inniger Kontakt zwischen Gummi und Bauwerksfläche vorhanden ist, sind hohe Reibungsbeiwerte bis weit über 1 möglich.“
- 2) S. 200 „Bei Elastomerlagern von 50° Shore wurden beispielsweise Reibbeiwerte gemessen, die etwa halb so groß sind wie nach Bild 4.84.“ (Anmerkung: Auf dem Bild 4.84 in [4] sind Shore-Werte von 60° dargestellt, das am Schwingwehr verwendete Notenprofil wird mit 70° angegeben).
- 3) S. 201 „Es wurde beobachtet, dass unter lang anhaltenden Auflagerpresungen die Reibzahl kräftig ansteigen kann.“



Da konkrete Zahlen für den Reibungsbeiwert nicht für den hier vorliegenden Fall aufgeführt sind, wurde in [3] mit  $\mu = 1,0$  gerechnet.

Wesentlicheren Einfluss auf die Größe der Aufzugskraft hat die Berichtigung der auf die Dichtung wirkenden Kräfte. Diese haben sich bei der Rekonstruktion entscheidend geändert. Eine Prinzipskizze der alten Dichtungsvariante zeigt Abb. 4 auf der linken Seite, rechts ist die neue Dichtung dargestellt.

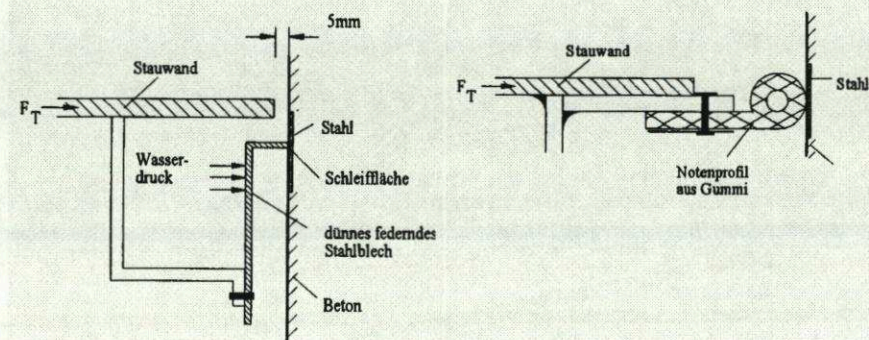


Abbildung 4 Seitendichtungen vor (links) und nach der Rekonstruktion (rechts)

Wie aus den Skizzen hervorgeht, konnte die alte Dichtung eine temperaturbedingte Dehnung der Stauwand von insgesamt 10 mm problemlos aufnehmen. Für die neue Dichtung wurde die Temperaturdehnung nicht berechnet. Als Belastung der Dichtung wurde lediglich der Wasserdruck auf die etwa 5 cm breite linke Seite des Notenprofils angesetzt. Die Belastung  $F_T$  aus der temperaturbedingten Dehnung ist um Größenordnungen größer.

Das Montageende war auf den 30. 4. 1991 festgelegt. Nach der Dokumentation zur Rekonstruktion ist der Profilnotengummi „nach Montage der Stauwand mit 2 mm Vorspannung einzupassen.“ Wenn auch die Spannung nicht in mm gemessen wird, ist der Sinn dieser Aussage doch verständlich.

Es muss davon ausgegangen werden, dass an den Tagen vor dem 12. 8. 2002 wesentlich höhere Temperaturen herrschten als am Tag der Dichtungsmontage. Am Nachmittag des 1. 6. 2003 fühlte sich die Stauhaut warm an bei einer Umgebungstemperatur von  $25^\circ\text{C}$  und leichter Bewölkung. Beachtet man außerdem, dass die Stauhaut in südliche Richtung zeigt, sind Annahmen von zeitlichen Temperaturunterschieden im Stahl zwischen 20 und 60 K zu vertreten. Mit der Gl. (1) lassen sich Längenänderungen der etwa 8,50 m breiten Stauwand einfach berechnen.

$$\Delta l_T = \alpha_T \cdot \Delta T \cdot l \quad (1)$$

Mit  $\alpha_T = 12 \cdot 10^{-6}$ , dem linearen Ausdehnungskoeffizienten für Stahl, ergeben sich die in der Tabelle 1 dargestellten Längenänderungen.

Tabelle 1 Längenänderungen der Stauwand

$\Delta T$ in Kelvin	20	30	40	50	60
$\Delta l_T$ in mm	2,04	3,06	4,08	5,1	6,12

Von der früheren Dichtung wären diese Längenänderungen problemlos aufzunehmen gewesen. Bei der neuen Dichtung führen die Längenänderungen zu Spannungen, die von der Stauhaut auf die Dichtung und von dieser auf die Schleifleiste in der seitlichen Wand übertragen werden. Diese Spannungen pressen die Dichtung fest an die Schleifleiste.

Da keine Angaben zu bekommen waren, wann das Wehr zuletzt ohne Schwierigkeiten hochgezogen werden konnte (und somit über die Temperatur an diesem Tag), soll vorsichtshalber von der nur geringen Temperaturdifferenz von 30 K ausgegangen werden. Das bedeutet, dass die im August 2002 tagelang einwirkende Sonne das Staublech um 30 K gegenüber der unbekannten Vergleichstemperatur erwärmt hatte. (Eine höhere Annahme für die Temperaturdifferenz wäre sicher auch gerechtfertigt.). Die Längenänderung von etwa 3 mm soll auf beide Seitendichtungen gleichmäßig (also je 1,5 mm) einwirken. Die spezifische Verformung der ca. 15 mm dicken Wände des Notenprofils beträgt folglich 0,1. Für diese Verformung ergibt sich nach Bild E 60-3 in [5] eine Spannung von  $0,08 \text{ kN/cm}^2$ , die das Notenprofil auf die Schleifleiste überträgt. Die Übertragung erfolgt auf einer Breite des nunmehr zusammengedrückten Notenprofils von etwa 4 cm. Die beiden je 1,962 m langen Dichtungen haben damit eine Fläche von  $2 \cdot 4 \cdot 196,2 = 1569 \text{ cm}^2$ . Mit dem Reibungsbeiwert von  $\mu = 1,0$  und der o. g. Spannung ergibt sich eine Vertikalkraft von  $F = 1569 \cdot 0,08 \cdot 1,0 = 125 \text{ kN}$  (12,5 t). Schon diese nicht besonders ungünstig gewählten Annahmen zeigen, dass der eingesetzte 9-t-Kran nicht in der Lage war, das Wehr zu öffnen.

Sollte das Wehr weiterhin benötigt werden, was bei insgesamt drei Besuchen vor Ort nicht festgestellt werden konnte, dann muss die alte Dichtung wieder hergestellt werden, um Dichtheit und Beweglichkeit wieder zu garantieren. Ein Abriss des Wehres, aus Gründen des Denkmalschutzes kaum möglich, bringt nur dann eine größere Sicherheit gegen Überschwemmung, wenn der Durchlass Tögelstraße, also die Brücke, erweitert wird. Am 19. 6. 2003 konnte festgestellt werden, dass die Tögelstraße asphaltiert wird bei alten Abmessungen des



Durchlasses. Ob dafür eine wasserwirtschaftliche Genehmigung vorliegt oder überhaupt ein Wasserbauer gefragt wurde, darf bezweifelt werden.

## 5 Pöppelmannbrücke Grimma

Besonders große Hochwasserschäden traten in Grimma auf. Die Hauptursache war das zeitgleiche Zusammentreffen der Abflüsse eines  $HQ_{1000}$  in der Freiburger Mulde und eines  $HQ_{200}$  der Zwickauer Mulde. Beide Flüsse vereinen sich 10 km oberhalb von Grimma. Hinzu kam, dass die Mulde vor Grimma ihr breites Profil verlässt und immer mehr eingezwängt wird durch die Stadt und den hoch aufragenden Stadtwald. Am Ende dieses etwa 1,5 km langen engen Profils verbaut ein Durchlass über 50 Prozent des Flussquerschnitts. Doch dieses aus wasserbaulicher Sicht als Durchlass definierte Bauwerk ist eine Brücke und wurde vor 300 Jahren von Daniel Pöppelmann entworfen.

Die Pöppelmannbrücke in Grimma verursachte beim Auguthochwasser 2002 einen erheblichen Aufstau, schießenden Abfluss, große Kolke im Brückenbereich mit folgendem Einsturz eines Teiles der Brücke. In Grimmas Innenstadt entstanden durch das Hochwasser bisher nicht für möglich gehaltene Wasserstände, teilweise schießender Abfluss (Brückenbereich und Schulstraße) und, was besonders schwerwiegend ist, ein so schneller Anstieg des Wasserstandes, dass nur wenig Hab und Gut zu retten war. Die Abb. 5 zeigt die Brücke etwa zum Zeitpunkt des größten Abflusses.

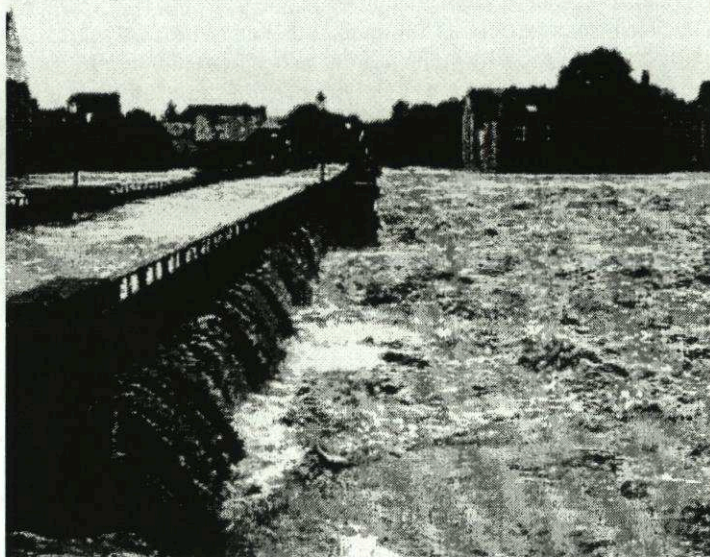


Abbildung 5 Pöppelmannbrücke beim Auguthochwasser 2002

Für den geplanten – möglichst historischen - Wiederaufbau der Brücke waren wasserbauliche Begleituntersuchungen durchzuführen [6]. Ziel dieser Berechnungen war die Beurteilung verschiedener Varianten für den Brückenbau nach Kriterien wie Verbauungsverhältnis, Aufstau, Fließwechsel, Kolkbildung und deren Einfluss auf die Standsicherheit der Brücke.

Für die vergleichenden Untersuchungen mussten Werte ermittelt und festgelegt werden wie z. B. Gefälle  $I = 0,5$  Promille; Flussquerschnitt beginnend bei 121,2 m über NN (tiefster Punkt) mit  $1 : 18$  geneigter Sohle bis zur Wassertiefe  $h = 4$  m, danach Neigung  $1 : 2$ . Rauheitsbeiwert für Sohle, Böschung und Brückene Pfeiler einheitlich  $k_{st} = 37 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ . Vergleichsberechnungen mit anderen Profilen (insbesondere anderer Sohlenhöhe) und anderem Gefälle wurden durchgeführt. Der Abfluss  $Q$  in  $\text{m}^3/\text{s}$ , dessen Spitzenwert und auch seine Verteilung (Durchfluss durch die Stadt !) erst Ende 2003 genauer angegeben werden können, wurde in dieser Ausarbeitung als unabhängig Veränderliche betrachtet und bis maximal  $3000 \text{ m}^3/\text{s}$  angenommen.

Die ausgezogene Linie ist die Abflusskurve des angenommenen Flussprofils ohne Brücke. Die unterbrochene Linie zeigt den Einfluss der zunächst noch intakt gewesenen Brücke. Das  $HQ_{1954}$  wird mit  $1740 \text{ m}^3/\text{s}$  angegeben.

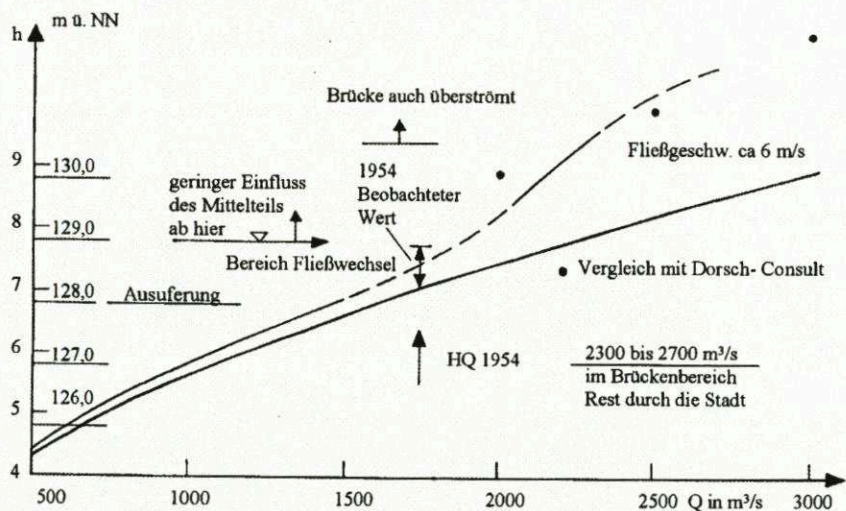


Abbildung 6 Wasserstände, Abflussverhalten und Stauwerte für die vor dem Hochwasser vorhandene Pöppelmannbrücke

#### Anmerkungen zur Abbildung 6

- Der 1954 beobachtete Wert für den Aufstau liegt höher als hier berechnet.



- Beginnender Fließwechsel ist immer ein gewisser Bereich, kein klar definierter Punkt.
- Mit Berechnungen des Dorsch-Consult (eindimensionale Modellierung) verglichene Werte liegen im Bereich der eigenen Berechnungen.
- Im Bereich der Brücke sind im August 2002 geschätzte 2300 bis 2700 m<sup>3</sup>/s abgefließen, durch Grimma etwa 400 bis 500 m<sup>3</sup>/s.
- Mit hoher Wahrscheinlichkeit lag zur Bauzeit (Einweihung der Brücke 1719) die Sohle der Mulde tiefer als in den vorliegenden Berechnungen angenommen wurde, aber gegenwärtig liegt die Sohle im Brückenbereich über den Rechenwerten!
- Als der Wasserstand das Sprengwerk und die Fahrbahn erreichte, überlagerte ein Absperschwall den hohen Wasserstand. Das führte zu plötzlich ansteigendem Wasserstand, schießendem Abfluss in der Schulstraße (der 5. Parallelstraße weg von der Mulde, also etwa 600 m entfernt vom Fluss), Hereinstürzen des Wassers durch die senkrecht zur Mulde verlaufenden Straßen und zu bis 6 m tiefen Kolken im Brückenbereich, bis die ersten Pfeiler zusammenbrachen.

Dass die Sohle der Mulde in Grimma vor 300 Jahren tiefer lag, geht aus Bildern zur Brücke aus dieser Zeit hervor. Die Ablagerungen auf der Flusssohle sind vor allem auf zwei Wehre in Golzern und zwischen Golzern und Grimma sowie auch auf die Pöppelmannbrücke selbst zurückzuführen. Das feste Wehr zwischen Golzern und Grimma ist inzwischen so sedimentiert, dass es auf Karten nicht mehr dargestellt wird. Das Wehr in Golzern abzubauen, stößt auf Widerstände des Nutzers (Stromgewinnung) und der Naturschützer wegen der dann geringeren Wasserspiegelhöhen.

## 6 Zusammenfassung

Wie die Beispiele zeigen, liegt das Betätigungsfeld des Wasserbauers nicht nur bei den Wasserbauwerken. Brückenbauer, Architekten, Denkmalschützer, aber auch Naturschützer, Landwirte und Stadtplaner sollten mehr als bisher den Rat der Wasserbauer einholen, wenn ihr Tätigkeitsfeld am oder gar im Wasser liegt.

Klimaforscher, Meteorologen und weitere Experten warnen vor einer Zunahme extremer Wetterereignisse sowohl nach der Größe als auch nach der Häufigkeit. Demzufolge ist die Forderung „Gebt den Flüssen mehr Raum“ verständlich.

Wasserbauliche Erkenntnisse zum Einfluss von Brücken und ähnlichen den Fluss einschnürenden Bauwerken gab es zur Zeit Pöppelmanns noch nicht – heute sind sie vorhanden. Ein historischer Wiederaufbau der Brücke mit einem Verbaunungsverhältnis von über 50 % ist aus wasserbaulicher Sicht abzulehnen. Heute wäre eine solche Brücke nicht genehmigungsfähig. Viele andere einge-

stürzte Brücken zeigen eindrucksvoll, wie wichtig die Zusammenarbeit des Brückenbauers mit dem Wasserbauer ist.

## **7 Literaturverzeichnis**

- [1] Bestandsaufnahme des vorhandenen Hochwasserschutzniveaus im Einzugsgebiet der Elbe. Internationale Kommission zum Schutz der Elbe (IKSE). Magdeburg 2001
- [2] Hochwasserschutzwand. Deutsches Patent- und Markenamt, München, Anmeldercode-Nr. 2661977
- [3] Lattermann, E. Gutachten zum Schadensfall vom 12. 8. 2002 am Lockwitzbach. Landgericht Dresden, Geschäftsnummer 9 – OH – 4197 / 02 (unveröffentlicht)
- [4] Eggert/Kauschke „Lager im Bauwesen“, 2. Auflage, Berlin 1996
- [5] Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen, 9. Auflage (1996)
- [6] Lattermann, E. Wasserbauliche Stellungnahme zum geplanten Wiederaufbau der Pöppelmannbrücke in Grimma. AG.: Planungsbüro Köhler und Seitz, Dresden 2003 (unveröffentlicht)

apl. Prof. Dr.-Ing. habil. Eberhard Lattermann  
TU Dresden  
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik  
01062 Dresden  
E-Mail: eberhard.lattermann@mailbox.tu-dresden.de



## **Analyse und Schlussfolgerungen zum Geschiebe- und Holztransport der Müglitz während des Hochwassers 2002**

Dipl.-Ing. Antje Bornschein

### **1 Einführung**

Im August 2002 kam es im Osterzgebirge und anderen Teilen Sachsens aufgrund großflächiger und ergiebiger Niederschläge zu außergewöhnlichen Hochwässern. Zentrum der Katastrophe waren die Kämme des Erzgebirges und dort besonders die Einzugsgebiete von Roter und Wilder Weißeritz sowie der linken Müglitzzuflüsse.

Wie die Analyse der abgelaufenen Prozesse für die Müglitz zeigte, waren nicht nur der große Abfluss und die damit verbundene Überflutung der gesamten Talsohle für die schweren Schäden verantwortlich, sondern ins Besondere die großen Mengen an Geschiebe, Holz und anderem Teibgut, welche während des Ereignisses transportiert wurden. Die Müglitz war mit 353 dokumentierten Schäden auf 40 km Länge (*Schadensdatenbank, ARCADIS 2002*) das am stärksten geschädigte Gewässer Sachsens.

Im Rahmen der Prozessanalyse wurde versucht, das Potenzial der Geschiebewegung während des Auguthochwassers zu rekonstruieren, um daraus Schlussfolgerungen für künftige Bau- und Gestaltungsmaßnahmen im und am Flussbett der Müglitz ableiten zu können.

### **2 Die Müglitz und ihr Einzugsgebiet**

Die Müglitz ist ein linker Nebenfluss der Elbe. Sie erstreckt sich vom Erzgebirgskamm bis zur Mündung in die Elbe in Heidenau. Dabei überwindet sie einen Höhenunterschied von 750 m. Ihre gesamte Länge beträgt 48,9 km. Die gewässerkundlichen Hauptzahlen für die Müglitz sind in Tabelle 1 dargestellt. Wichtige Nebenflüsse der Müglitz sind das Rote Wasser (auch Rote Müglitz), die Biela, die Briesnitz, der Trebnitzgrundbach und der Schlottwitzgrundbach.

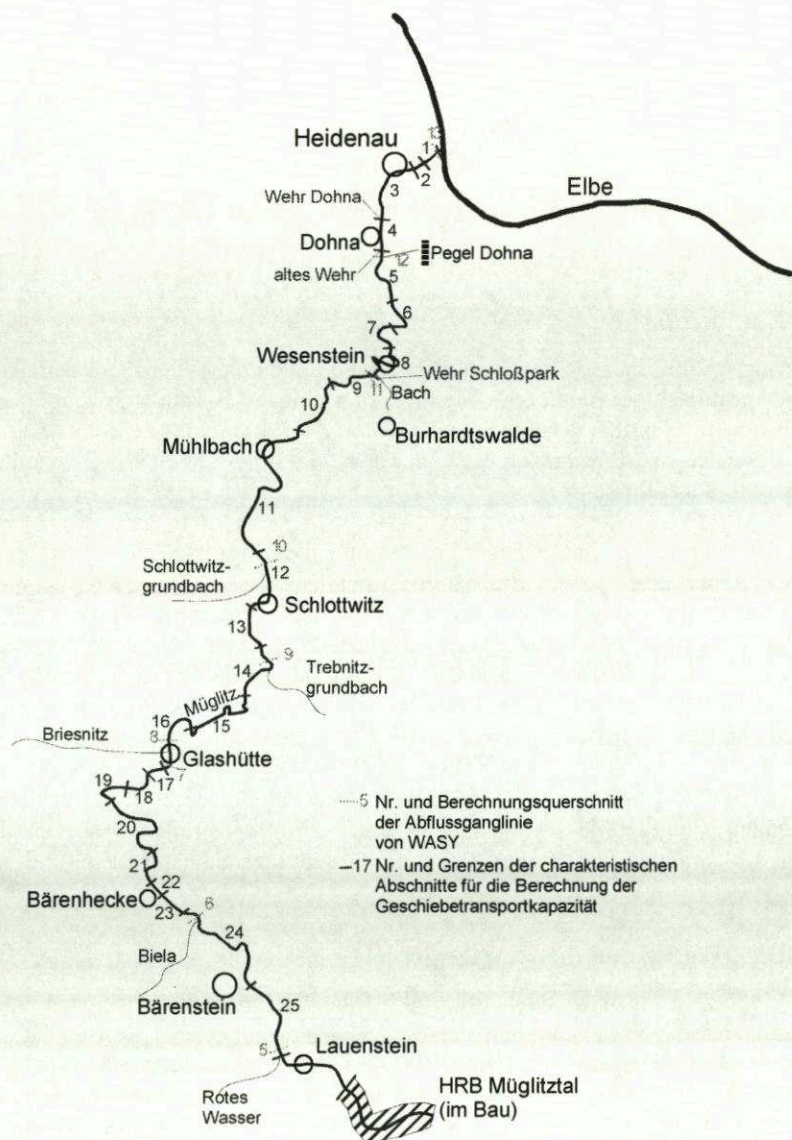


Abbildung 1: Die Müglitz mit ihren Nebenflüssen und den an ihr liegenden Gemeinden.

Vom Quellbereich auf den ausgeglichenen Hochflächen des Erzgebirgskammes bis Mühlbach durchquert die Müglitz die Erzgebirgspultscholle, danach bis in etwas Höhe Dohna das Elbtalschiefergebirge. Das dort hauptsächlich auftretende Gestein (z.B. Freiburger Gneis) zeichnet sich durch eine hohe Festigkeit aus



und bedingt die enge Talform. In der Elbtalzone im Bereich Dohna und Heidenau trifft man auf pleistozäne fluviale Lockersedimente. Das meist enge mäandrierende Tal wird von größeren (Schlottwitz, Burkhardswalde) und kleineren (Glashütte, Mühlbach) Aufweitungen unterbrochen. Auch die Talaufweitungen sind von steilen Hängen begrenzt.

Tabelle 1: Gewässerkundliche Hauptzahlen der Müglitz (LfUG 1993).

Pegel	Gewässer	Reihe	MQ in m <sup>3</sup> /s	MHQ in m <sup>3</sup> /s	HHQ in m <sup>3</sup> /s	Datum HHQ
Dohna	Müglitz	1912 - 1990	2,54	39,7	330	9. Juli 1927
Lauenstein I	Weißer Müglitz	1971 - 1990	0,705	8,21	21,9	20. Juli 1981

Daraus ergibt sich, dass außerhalb der bebauten Gebiete kaum Flächen für den natürlichen Rückhalt zur Verfügung stehen. Die alluvialen Ablagerung an der Talsohle und den unteren Teilen der Flusstäler, die man als gut bis mittelgut wasserdurchlässig bezeichnen kann, machen nur 7 % des Einzugsgebietes der Müglitz aus (Fickert 1934). In das Felsgestein der Talhänge und Hochflächen kann das Wasser nicht in nennenswertem Umfang versickern. Dadurch kommt der Niederschlag direkt und unverzögert zum Abfluss.

### 3 Das Hochwasser 2002 und historische Hochwässer im Vergleich

Die ersten bekannten Aufzeichnungen über Hochwässer im Osterzgebirge stammen von 1445 aus dem Gebiet der Weißeritz. Ungefähr ab diesem Zeitraum kann auch von einer Besiedlung der Täler des Osterzgebirges ausgegangen werden. Dabei begann die Besiedlung im Bereich der Müglitz auf höhergelegenen Felsporen (Burg Dohna und Burg Weesenstein) und breitete sich erst viel später in den flussnahen Bereich der Talsohle aus.

Das bisher größte Hochwasserereignisse der Müglitz war das vom 8./9. Juli 1927 (Marx 1966), welches ähnliche Schadensbilder wie das Hochwasser 2002 aufwies.

Ursache des Hochwassers 2002 war eine nach ihrer Zugbahn benannte Vb-Wetterlage. Der maximale Niederschlag wurde bei Zinnwald mit 312 mm in 24 Stunden gemessen, das entspricht 373 % des langjährigen Monatsmittelwertes (LfUG-I 2002). Bei einem Vergleich mit den Niederschlagsdaten von 1927 (Fickert 1934) wird deutlich, dass die 24 h – Niederschläge 2002 fast überall im Einzugsgebiet der Müglitz höher ausfielen als 1927. Die Maximalwerte für den Niederschlag 1927 lagen bei 220 mm / 24 h bei dem Ort Kratzhammer. Dem Tagesniederschlag vom 12.08.2002 wird für das Müglitzgebiet ein Wiederkehrintervall von deutlich größer als 100 Jahren zugeordnet (CDC/DDC 2003).

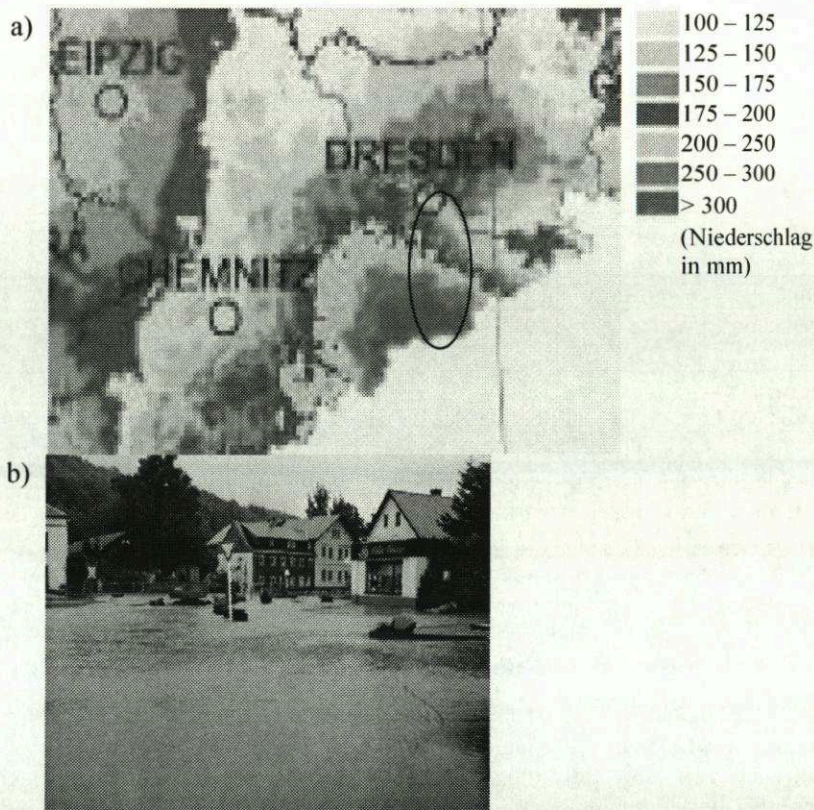


Abbildung 2: Niederschlag und Abfluss a) Tagesniederschläge vom 12.8. – 13.8.2002 (07-07 Uhr) im Einzugsgebiet der Müglitz b) Obercarsdorf am 12.08.2002 ([www.dipoldiswalde.de/wasser/obercarsdorf/001.htm](http://www.dipoldiswalde.de/wasser/obercarsdorf/001.htm)).

Diese starken Regenfälle führten 1927 wie auch 2002 zu einem flächenhaften Ablauf des Wassers (Abbildung 2). So wird von 1927 berichtet, dass man in Fürstenwalde sah, „... wie die Blitze sich auf den Hangseiten der Täler spiegelten, ein Zeichen dafür, dass die Hänge zum Teil blank, d. h. mit einer zollhohen<sup>1</sup> Wasserschicht bedeckt waren.“ (Fickert 1934, S. 38). Diese Abflusssituation führte zu einer starken Mobilisierung feiner Sedimente im Bereich der landwirtschaftlich genutzten Hochflächen.

In der Müglitz kam es bei beiden Ereignissen zu einem sehr schnellen Anstieg des Durchflusses (Abbildung 3). Im Vergleich zwischen den Ereignissen August 2002 und Juli 1927 ist die große Fülle der Abflussganglinie 2002 bemerkens-

<sup>1</sup> 1 Zoll = 2,54 cm



wert. Der Scheitel der Ganglinien trat 2002 im gesamten Müglitztal fast zur gleichen Zeit auf und zwar in einem Zeitraum von ca. 1.00 Uhr bis 6.00 Uhr am 13. August 2002.

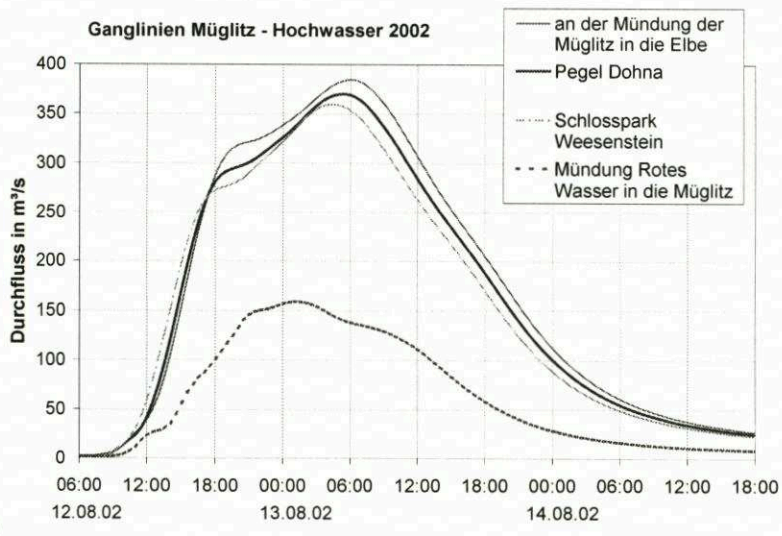
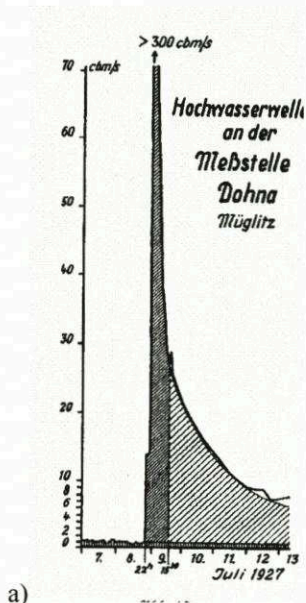


Abbildung 3: Hochwasserganglinien in der Müglitz: a) vom Juli 1927 (Fickert 1934) und b) für das Hochwasserereignis 2002 berechnete Ganglinien (WASY 2003).

Dem Hochwasser 2002 wird ein Wiederkehrintervall >200 Jahre zugeordnet (CDC/DDC 2003).

#### 4 Schäden durch den Geschiebe- und Holztransport bei historischen Hochwässern und dem Ereignis 2002

Angaben zum Geschiebetransport in historischen Berichten über Hochwasserereignisse im Einzugsgebiet der Müglitz sind spärlich, sicher nicht, weil es keinen Geschiebetransport gab. Wahrscheinlich ist, dass es als natürlich und nicht extra erwähnenswert empfunden wurde, dass ein hochwasserführender Fluss auch viel Geschiebe, entwurzelte Bäume und Schlamm mit sich führt. So wird von *Fickert 1934* (S. 39) beschrieben, dass bei dem Hochwasserereignis 1927 „in den ... Querschnitten zahlreiche Bäume, Hölzer und andere trieben, dass auf der Sohle eine hohe Schicht Gerölle in Bewegung war und dass das Wasser nach den hohen Schlammablagerungen ... zu urteilen, einer flüssigen Schlammmasse geähnelt haben muss.“ Ebenda findet sich auch eine ausführliche Darstellung über die zerstörerische Wirkung vom mittransportierten Geschiebe und Holz (siehe auch Abbildung 4). „Nach Aussagen der Talbewohner soll das Wasser förmlich gekocht haben. Vielfach war das Getöse des Steintransportes auf der Sohle der Flüsse so groß, dass es den Donner des schweren Gewitters übertönte.“

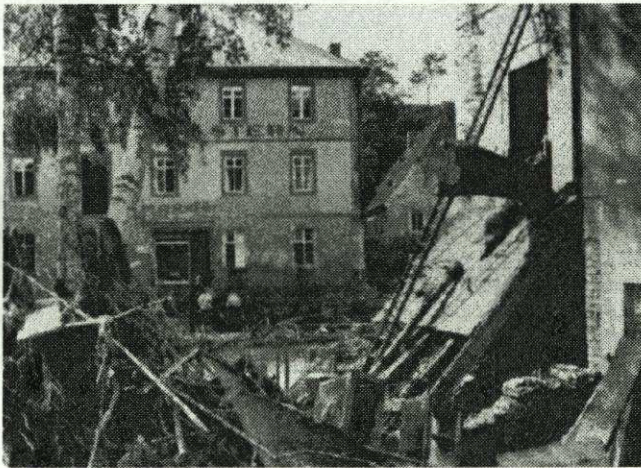


Abbildung 4: Berggießhübel nach dem Hochwasser 1927: Der aus dem Fenster rechts ragende Baumstamm wirkte als schwimmende Ramme und gibt ungefähr den maximalen Wasserstand an (aus *Fickert 1934*).

Als Quellen für das mit der Flutwelle transportierte Holz werden immer wieder das in unmittelbarer Nähe des Flusses z. B. von Anwohnern und Sägemühlen



gelagerte Holz sowie die den Fluss eng umsäumenden Fichtenwaldbestände genannt.

Bei der Schlossmühle in Bärenstein wird eine Verklausungsstelle<sup>2</sup> erwähnt, die den gesamten Talquerschnitt versetzt hatte. Die meisten Verklausungen wurden schon während des Hochwassers durchbrochen und vollständig weggerissen. Das ruckartige Abstürzen der Fluten infolge des Aufbruchs der sich immer wieder bildenden Verklausungen hat den eigentlichen Hauptteil der ungeheuren Schäden verursacht (*Marschner 1927*).

Beim Hochwasser 2002 wurde das Geschiebe hauptsächlich durch Seitenerosion und Gerinneverlagerung (vgl. Abbildung 5) mobilisiert. Ein Teil des Geschiebes stammt aus erodierten Bahn- und Straßendämmen. Die Tiefenerosion der Flusssohle, wie sie z. B. im Bereich Lauenstein dokumentiert wurde (*LTV 2003*), spielte eine untergeordnete Rolle, weil die Flusssohle oftmals direkt auf dem Fels verläuft. Die Seitenerosion in den Siedlungen wurde durch die schlecht unterhaltenen und damit wenig standsicheren Böschungsmauern begünstigt.

Das mobilisierte Geschiebe wurde in der Regel nicht sehr weit transportiert. Die Ablagerung erfolgte zum einen im Rückstau von verlegten Brücken (z.B. Bärenstein) und zum anderen in Flachstrecken mit geringerer Transportkapazität. Letzteres führte zu Gerinneverlagerungen und zur Mobilisierung von neuem Geschiebe.

Nach den topografischen Karten von 2001 existierten im Müglitztal 105 Brücken auf der Länge von der Mündung der Müglitz in die Elbe bis unterhalb des Standortes des Absperrbauwerkes des zukünftigen Hochwasserrückhaltebeckens Müglitztal. Von diesen Brücken waren nach dem Hochwasserereignis im August 2002 27 vollkommen zerstört und 9 stark beschädigt, was zum Teil auf deren Verklausung zurückgeführt werden kann.

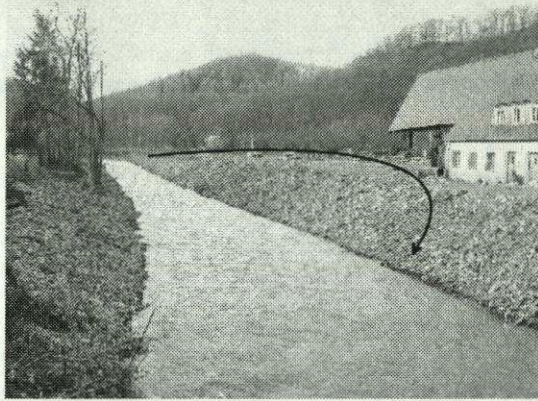
Erosionsprozesse verursachten Schäden an Gebäuden (z. B. Freilegung der Fundamente gefolgt von Setzungen und Mauerabbrüchen *Egli 2002*), an Fußwegen, Straßen und Schienen (Erosion von Straßen und Bahndämmen) sowie die Freilegung und Zerstörung von Gas-, Wasser- und Elektroleitungen.

---

<sup>2</sup> Verklausung = Verstopfung eines Gerinnes (vor allem in Wildbächen) durch Holz, Geschiebe, Rutschmassen, Lawinschnee usw., verbunden mit einem Aufstau (*Kienholz et al. 1998*)



a)



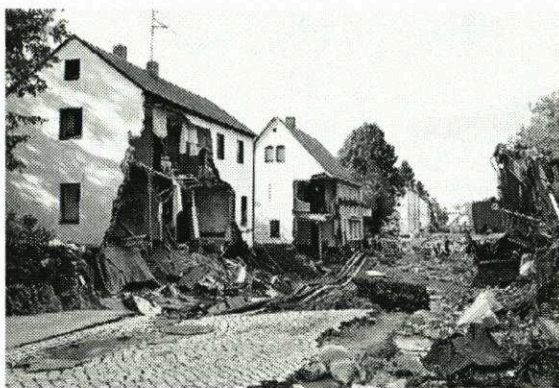
b)

Abbildung 5: a) Neues Bett der Müglitz bei Bärenklau nach dem Hochwasser 2002; das alte Bett (links im Bild) ist mit Treibgut und Geschiebe versetzt (Blick stromauf, Foto: *Bornschein*) b) Bahnhof Burkhardswalde – Zustand nach Baggerung zur Wiederherstellung der Abflussgängigkeit; der Pfeil markiert den Verlauf des ausgeferten Flusses während des Hochwasserereignisses (Foto *Hunzinger*).



a)





b)

Abbildung 6: Schäden im Müglitztal a) drei Brücken an der Teufelskanzel, ca. 1,3 km flussab von Glashütte (die Eisenbahnbrücke und die kleinere Bogenbrücke sind vollständig zerstört, Foto: Hunzinger) und b) zerstörte Gebäude in Dohna.



a)



b)

Abbildung 7: Wehr oberhalb Neumühle/Dohna a) kurz nach dem Ereignis vollständig verklaust (Foto: <http://www.thw-kirchehrenbach.de/>) und b) am 16.10.2002 beräumt (Foto: Bornschein).

An den Wehren wurden die beweglichen Teile, z. T. auch die Wehrschwellen und Pfeiler unter anderem durch Verklausungen und Umströmungen zerstört (Abbildung 7).

Im Bereich der Weißen Müglitz bis zur Müglitz bei Bärenhecke waren die Schäden 1927 größer bzw. in ähnlicher Größenordnung. Dort traten damals vermutlich auch größere Abflüsse auf. Im unteren Bereich der Müglitz scheinen die Schäden 2002 größer gewesen zu sein, bedingt durch einen höheren Abfluss als 1927.

In Tabelle 2 sind Größenordnungen der Schäden am Gewässer, im kommunalen Bereich und im Zuständigkeitsbereich der Deutschen Bahn AG aufgeführt. Für private Schäden gibt es keine zusammenfassenden Dokumentationen. Insgesamt kann aber von einer Schadenssumme unter 90 Mio. ☐ ausgegangen werden.

Tabelle 2: Schadensbilanz Müglitz (Lange/Walther 2003).

betroffene Gemeinde	Schadenssummen für Schäden am Gewässer [Mio. □]	Kommuna- le Schäden [Mio. □]	Schäden Deutsche Bahn AG (Schienen + Brücken) [Mio. □]	
Heidenau	0,5	9	-	
Dohna	1	4	0,8	
Müglitztal	1	4	10,5	
Liebstadt	0,3	-	0,5	
Glashütte	11,5	9,5	13	
Bärenstein	5,2	2	8,5	
Geising	3,2	3	1,5	
Summe	22,7	14,5	34,8	72 Mio. □

Zum Ereignis 2002 ist noch anzumerken, das die Menge des transportierten Holzes und damit auch die Holzablagerungen am Fluss und vor Brücken geringer als 1927 erscheint. Hier ist aber nur eine qualitative Betrachtung möglich, da Verklausungen sofort nach dem Ablaufen der Hochwasserwelle entfernt und diese Mengen nicht erfasst wurden. Jedoch sind die Holzlager am Fluss für den gewerblichen und häuslichen Gebrauch, die nach dem Ereignis 1927 so kritisiert worden waren, 2002 nicht mehr in dem Umfang vorhanden gewesen, auch weil entsprechende Sägewerke heute nicht mehr in Betrieb sind. Es gab aber auch beim Hochwasser 2002 in Bereichen hinter Brücken und Wehren bis zu 15 m lange meterdicke Verklausungen mit Geschiebeablagerungen (Müller 2002).

## 5 Quantitative Analyse des tatsächlich beobachteten Geschiebetransportes 2002

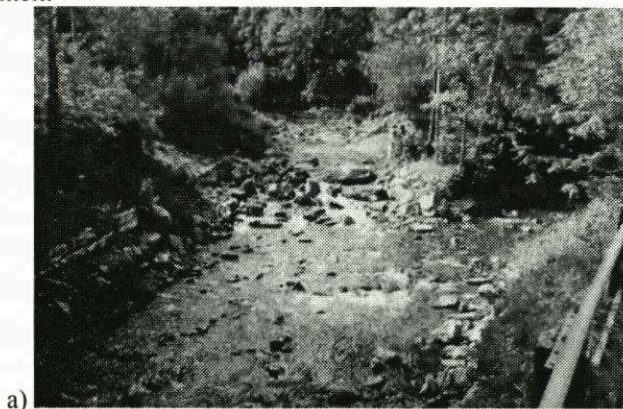
Es wurde ermittelt, dass entlang der Müglitz während des Hochwasserereignisses 2002 309.643 m<sup>3</sup> Geschiebe erodiert und 160.677 m<sup>3</sup> Geschiebe sedimentiert



wurde (CDC/DDC 2003). Dabei konnten die Ablagerungen im Gerinne nur im geringen Umfang quantifiziert werden, da sie unmittelbar nach dem Ereignis ohne ausreichende Dokumentation durch THW, Baufirmen und die Bundeswehr weggebaggert wurden, worauf sich zum großen Teil die Differenz zwischen Sedimentation und Erosion zurückführen lässt. Zum anderen sind die Feinanteile, die bei den erodierten Volumina der Uferböschungen enthalten sind, mit der Hochwasserwelle in die Elbe transportiert worden.

Um die Prozesse der Geschiebeumlagerung entlang der Müglitz besser verstehen und ablagerungsgefährdete Bereiche identifizieren zu können, wurde die abschnittsweise berechnete ereignisbezogene Geschiebetransportkapazität mit den tatsächlich beobachteten Geschiebebewegungen während des Ereignisses verglichen.

Das ca. 36 km lange Teilstück der Müglitz, das sich von dem Zusammenfluss von Müglitz und Rotem Wasser (Abbildung 8 a) bis zur Mündung der Müglitz in die Elbe (Abbildung 8 b) erstreckt, wurde in 25 Abschnitte eingeteilt, wobei vorhandene Wehre und Gefällesten jeweils den Anfang bzw. das Ende eines Abschnittes markieren. Für jeden der 25 Abschnitte wurden als Kenngrößen für die Berechnung mittlere Werte für das Gefälle, die Breite der Kieselsohle des Flussbettes, die Böschungsneigung, den *Strickler*-Beiwert der Böschung und als Kenngrößen des Geschiebes der  $d_{90}^3$  bzw.  $d_m^4$  der Unterschicht bestimmt. Die Kenngrößen des Geschiebes wurden im Feld mittels Linienzahlanalysen (Fehr 1987) ermittelt.



<sup>3</sup> Durchmesser des 90prozentigen Siebdurchgangs

<sup>4</sup> mittlerer Durchmesser ( $d_m = \sum \Delta p_i \cdot d_{mi}$  mit  $d_{mi}$  – dem charakteristischen (mittleren) Durchmesser der Fraktion i)

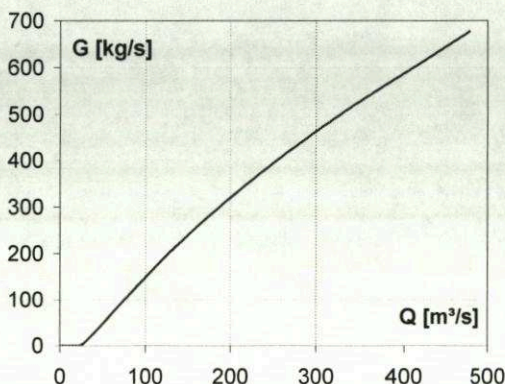


b)

Abbildung 8: Grenzen des Untersuchungsgebietes a) Die Mündung des Roten Wassers (rechts im Bild) in die Müglitz und b) Die Mündung der Müglitz in die Elbe (Fotos: *Bornschein*).

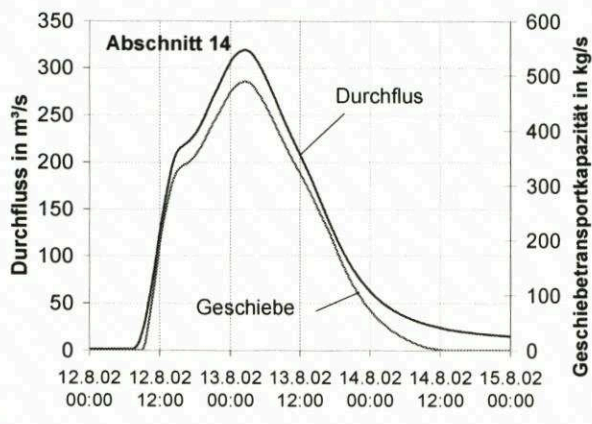
Aus den abschnittsweise bestimmten mittleren Größen wurde die Geschiebefunktion jedes einzelnen Abschnittes berechnet. Diese Beziehung gibt den Zusammenhang zwischen dem Abfluss im Gerinne und der Transportkapazität  $G$  des Flussabschnittes wieder. Die Geschiebetransportkapazität gibt die theoretisch mögliche Menge des transportierbaren Geschiebes wieder.

Beispielhaft ist die Funktion des Abschnittes 14 (Oberschlottwitz) in Abbildung 9 dargestellt. Dieser relativ steile Abschnitt ist durch eine zeitig einsetzende Geschiebebewegung gekennzeichnet.



a)





b)

Abbildung 9: Abschnitt 14 (Oberschlottwitz) a) Geschiebefunktion b) Durchflussganglinie und Geschiebeganglinie.

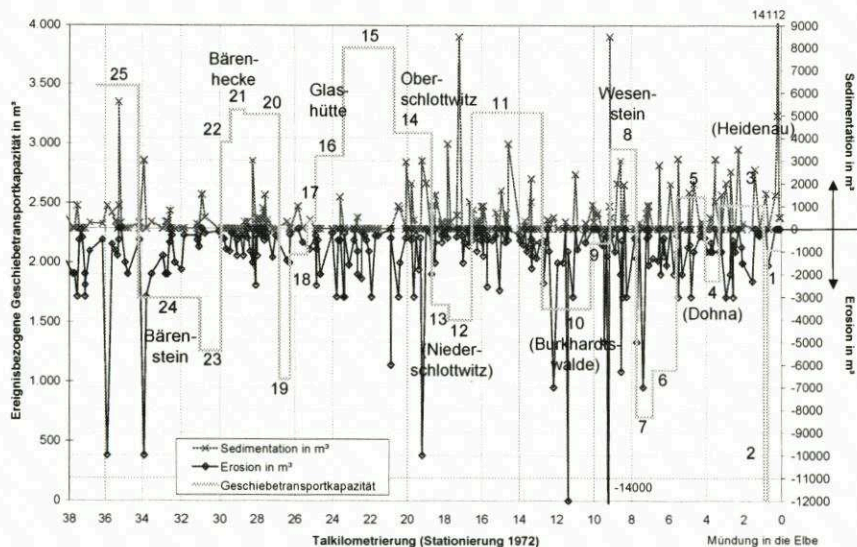


Abbildung 10: Geschiebetransportkapazität für die 25 Abschnitte.

Durch die Überlagerung von Geschiebefunktion und Abflussganglinie des Hochwasserereignisses erhält man die Ganglinie der Geschiebetransportkapazität = Geschiebeganglinie. Integriert man die Geschiebeganglinie über die Dauer des Hochwasserereignisses, so ergibt sich die ereignisbezogene Geschiebetransportkapazität. In Abbildung 10 sind diese für die 25 charakteristischen Abschnitte über den Talweg aufgetragen. Zur Umrechnung der Geschiebetransportkapazität von  $\text{kg}$  in  $\text{m}^3$  (wie in der Abbildung dargestellt und für einen Ver-

gleich mit den im Felde aufgenommenen tatsächlichen Erosions- und Ablagerungsvolumina besser geeignet) wurde als Lagerungsdichte des Geschiebes ein Wert von  $2000 \text{ kg/m}^3$  verwendet.

Die Bereiche von Bärenstein, Niederschlottwitz und Burkhardswalde schließen sich als Bereiche mit niedriger Transportkapazität an Bereiche mit hoher Transportkapazität an und sind demnach Ablagerungstrecken. Bärenhecke, Glashütte, Oberschlottwitz und Wesenstein sind aus dieser Darstellung eher als Transportstrecken zu identifizieren und an sich nicht durch Geschiebeablagerungen gefährdet. Dass es hier während des Hochwassers trotzdem zu zum Teil massiven Ablagerungen kam, ist zum einen den verklausten Brücken (z. B. Glashütte) und zum anderen Gerinneverlagerungen bzw. flächigen Überströmungen geschuldet.

Die Müglitz zeichnet sich durch ein sehr heterogenes Bild hinsichtlich Gefälle, Querschnitte, Uferbefestigungen und Flusslauf aus. Demzufolge ist das Bild der während des Hochwassers 2002 beobachteten Sedimentation und Erosion ebenfalls sehr heterogen (Abbildung 10). Peaks bei den erfassten erodierten Volumina gehen mit Peaks bei den sedimentierten Volumina einher (Beispiel bei km 34, km 36 und km 9). Steht dem Fluss durch einen leicht erodierbaren Bereich sehr viel Geschiebe zur Verfügung, so hat er dieses zwar mobilisiert aber nur eine sehr kurze Strecke transportieren können. Genauso wird der Fluss bei einer erzwungenen Sedimentation z. B. an verklausten Brücke flussab wieder vermehrt Geschiebe mobilisieren.

Der Vergleich mit der abschnittsweise berechneten ereignisbezogenen Transportkapazität zeigt Übereinstimmungen. In Bereichen mit erhöhter Transportkapazität tritt erhöhte Erosion auf (z. B. Abschnitte 16, 15, 14). Nichtübereinstimmungen, z. B. im Bereich des Abschnittes 8 (Weesenstein), wo es trotz zunehmender Transportkapazität zur Sedimentation kommt, lassen sich durch lokale Hindernisse (z. B. verklauste Brücken und Wehre) oder durch zweidimensionale Strömungseffekte in Flusskurven erklären. In Weesenstein ist die Sedimentation auf die geringere Fließgeschwindigkeit im überfluteten Schlosspark und im Staubereich zweier Brücken zurückzuführen.

## **6 Analyse und Zusammenfassung**

Die Analyse historischer HW-Ereignisse der Müglitz zeigt, dass Geschiebe und Schwemmholz schon immer großen Anteil an den Zerstörungen infolge eines Hochwassers hatten. Auch beim Ereignis vom August 2002 wird das wieder deutlich. Generell ist festzustellen, dass es im Müglitztal schon bei mittleren

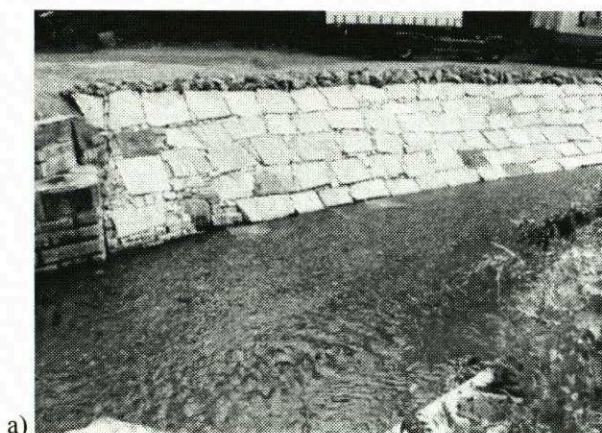


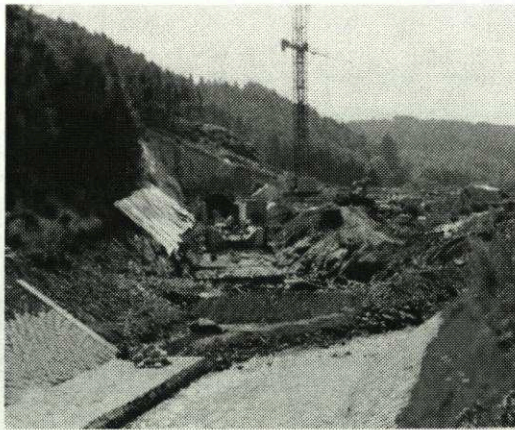
Ereignissen zu Ausuferungen kommt und sehr schnell hohe Überflutungshöhen und hohe Fließgeschwindigkeiten erreicht werden.

Hervorzuheben ist eine Besonderheit im Ablauf der Hochwasserwellen. Durch sich immer wieder neu bildende Verklausungen an Engstellen (Brücken, Wehre), und den Bruch derselben, erfolgt der Abfluss stoßwellenartig, was zumindest für das Ereignis im Juli 1927 mehrmals beschrieben worden ist.

Man muss davon ausgehen, dass bei einem ähnlich großen Hochwasser Geschiebe in ähnlich großem Umfange umgelagert wird. Durch neue Ablagerungen bzw. Aufschüttungen unmittelbar neben dem Fluss (z. B. Glashütte Parkplatz) wurde das Geschiebepotential nach dem Hochwasser 2002 vergrößert, ebenso wie durch die analog zu der Situation vor dem Hochwasser wiederrichteten Straßen- und Bahndämme. Größere Probleme bereitete auch anderes Treibgut anthropogener Herkunft (Autos, Container u.a.), durch das ebenfalls Verklausungen initiiert wurden. Diese können nur durch geeignete Warnung und vorherige Evakuierung aus dem Gefahrenbereich verhindert werden.

Die Mobilisierung des Geschiebes kann durch ausreichend dimensionierte und instand gehaltene Uferbefestigungen bei kleineren Hochwässern verhindert werden (z.B. in Bärenhecke - vgl. Abbildung 11). Prallhänge sind gesondert zu schützen.





b)

Abbildung 11: a) Neue Uferbefestigung in Bärenhecke b) Baustelle des HRB Müglitztal oberhalb Lauenstein (Fotos: *Bornschein*).

Generell sind die Brückenbauwerke ein großer Schwachpunkt in Bezug auf den Hochwasserabfluss und zwar hinsichtlich ihrer Lage zur Fließrichtung und hinsichtlich ihrer Durchlassquerschnitte. Da bei mittleren bis großen Hochwässern, die zu Ausuferungen führen, mit erheblichem Geschiebetransport gerechnet werden muss, ist dies bei der Bemessung der Durchlassquerschnitte zu berücksichtigen, da sonst das geforderte Schutzziel nicht erreicht werden kann. Zusätzlich sind die Brückenbauwerke hinsichtlich ihrer Anfälligkeit für Verklausungen zu untersuchen.

Kommt es zu einem Hochwasser mit Ausuferungen kann die Geschiebemobilisierung, die Teil der natürlichen Flussdynamik ist, kaum unterbunden werden. Von einer Mobilisierung in ähnlichen Größenordnungen wie 2002 ist auch deshalb auszugehen, weil die Hauptursache der Seitenerosion, der stark gewundene Verlauf der Müglitz und die sie ständig kreuzenden Linienführungen der Straßen und der Schienen der Müglitztalbahn bestehen bleiben. Da zwischen den besiedelten Bereichen der Müglitz immer wieder unbesiedelte meist sehr stark mäandrierende und enge Talstrecken liegen, in denen Uferstabilisationsmaßnahmen aus Sicht des Naturschutzes nicht wünschenswert sind, ist hier immer eine Mobilisierung von Geschiebe möglich. Deshalb sollten Geschieberückhalte zur Förderung der Ablagerung des mitgeführten Geschiebes und Holzes oberhalb jeder Ortschaft angeordnet werden.

Durch das im Bau befindliche Hochwasserrückhaltebecken Müglitztal oberhalb Lauenstein (Abbildung 11) werden die Hochwasserabflüsse in Zukunft reduziert, so dass es bei gleichen Niederschlagsereignissen zu kleineren Hochwasserabflüssen im Fluss und damit geringerem Geschiebetransport kommt.

Eine weitere Schwachstelle, die auch nach dem Hochwasser 1927 erkannt wurde, ist die zu dicht am Flussufer stehende Bebauung, die kaum Spielraum für



den Fluss und für bauliche Maßnahmen zum Hochwasserschutz lässt. Das Bauverbot, welches nach dem Hochwasser 1927 erlassen wurde, hielt jedoch nur drei Jahre an. Hinsichtlich des Holzes wurden eindeutige Schlussfolgerungen schon aus dem Hochwasser 1927 gezogen. Holzablagerungen im Talgrund durften nicht errichtet werden und waren auch von den entsprechenden Polizeibehörden nicht zu dulden.

Derzeitig werden die Kosten für den Schutz des Müglitztales bei einem abgestuften Hochwasserschutzniveau  $HQ_{100}/HQ_{200}$  mit 150 Mio. □ quantifiziert und liegen damit über den 2002 entstandenen Schäden.

Im Rahmen der Umsetzung der Wasserrahmenrichtlinie der Europäischen Union ist insbesondere darauf hinzuweisen, dass der angestrebte „gute Zustand“ der Oberflächengewässer nur erreicht werden kann, wenn dem Gewässer ein genügend großer Raum (Gewässerrandstreifen<sup>5</sup>) für die Gewässerentwicklung zur Verfügung steht.

Eine Wiederbepflanzung der jetzt gerodeten Uferbereiche mit standortangepassten Baumarten (Weide, Erle) und die Pflege des so angelegten Bestandes ist zu empfehlen. Des weiteren sind die Fichtenwälder der Talhänge in standortangepasste Misch- bzw. Laubwälder umzuwandeln. Auch dadurch wird der Eintrag von Schwemmholz und Bäumen in den Fluss bei Hochwasser verringert. Wo es möglich ist, sind durch das Hochwasser gebildete Bettverlagerungen und Ausuferungen zu belassen. Diese neu geschaffenen morphologischen Strukturen sind wichtig für ein sich neu entwickelndes Ökosystem. Die Längsdurchgängigkeit des Flusses ist im Hinblick auf die Integration in das Programm zur Wiederansiedlung der Elblachse herzustellen.

## 7 Schrifttum

- ARCADIS (2002): Hochwasserschadensdatenbank - Online-Datenbanksystem für die Erfassung und das Behebungsmanagement von Schäden an Gewässern und wasserbaulichen Anlagen, erstellt von ARCADIS Deutschland GmbH, Niederlassung Freiberg
- CDC/DDC (2003): Hochwasser 2002 – Studie Hochwasserschutzkonzept im Schadensgebiet der Fließgewässer 1. Ordnung – Los 2: Müglitz. Zwischenbericht vom 30.04.2003 (Grundlagen und Randbedingungen der Wiederbebaubarkeit im Überschwemmungsgebiet bei HQ 100), vorgelegt von Chemnitz Dorsch Consult und Dresden Dorsch Consult
- Egli, Th. (2002): Hochwasserkatastrophe Ostdeutschland 2002 – Erkenntnis in Bezug auf Gebäudeschäden. <http://www.ircv.ch/http/shop/index.asp>
- Fehr, R. (1987): Einfache Bestimmung der Korngrößen-Verteilung von Geschiebematerial mit Hilfe der Linienzahlanalyse. In: Schweizer Ingenieur und Architekt, Heft 38, S. 1104 - 1109
- Fickert, R. (1934): Das Katastrophenhochwasser im Osterzgebirge im Juli 1927. Verlag Buchdruckerei der Wilhelm und Bertha v. Baensch Stiftung, Dresden

---

<sup>5</sup> Gewässerrandstreifen = naturbelassener Geländestreifen entlang des Gewässers, der uneingeschränkt für die Gewässerentwicklung zur Verfügung steht

- Kienholz, H.; Zeilstra, P.; Hollenstein, K. (1998): Begriffsdefinitionen zu den Themen: Geomorphologie, Naturgefahren, Forstwesen, Sicherheit, Risiko. Arbeitspapier. BUWAL / Eidg. Forstdirektion Bern
- Lange, B.; Walther, E. (2003): Die Wiederherstellung des hochwassererzörten MÜglitztales. In: Wasserwirtschaft zwischen Naturereignis und Pflichterfüllung. Tagungsband der ATV-DVWK Landesverbandstagung Sachsen /Thüringen am 20. Mai 3003 in Suhl; S. 175 – 201
- LfUG (1993): Gewässerkundliche Hauptzahlen - Hydrologisches Handbuch Teil 1, Landesamt für Umwelt und Geologie des Freistaates Sachsen
- LfUG-I (2002): Monatsbericht August 2002 „Analyse und Prognose der meteorologisch-hydrologischen Situation“, Landesamt für Umwelt und Geologie des Freistaates Sachsen
- LTV (2003): Schadenskarte der MÜglitz mit Schadenssystem LTV-Z. Maßstab 1:15 000
- Marschner, G. (1927): Wassernot im Oelsengrunde. – In: Mitteilungen des Landesvereins Sächsischer Heimatschutz Dresden, Band XVI Heft 9/12, S. 397 ff.
- Marx, S. (1966): Ein Beitrag zur Hochwasserhäufigkeit im Osterzgebirge. – In: Zeitschrift für Meteorologie der Meteorologischen Gesellschaft der DDR, Akademie-Verlag Berlin, S. 82 ff.
- Müller, U. (2002): Schäden im Einzugsgebiet der MÜglitz und Vorstellung des Standes der Wiederaufbauarbeiten. Vortrag zum Workshop „Hochwasserschutz MÜglitztal“ am 28.11.2002 in Weesenstein
- WASY (2003): Niederschlags-Abfluss-Modellierung für das Auguthochwasser 2002 durch WASY Gesellschaft für wasserwirtschaftliche Planung und Systemforschung mbH, Niederlassung Dresden

## 8 Dank

Dank gilt dem Landesamtes für Umwelt und Geologie des Freistaates Sachsen, das im Rahmen der „Prozessanalyse Hochwasser 2002“ die Untersuchung des Geschiebetransportes an der MÜglitz während des Hochwasserereignisses am 12./13. August 2002 an der TU Dresden finanziell unterstützte.

Dipl.-Ing. Antje Bornschein,  
TU Dresden  
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik  
01062 Dresden  
E-Mail: antje.bornschein@mailbox.tu-dresden.de



## Komplexsanierung der Talsperre Bautzen 2000 - 2001

Dr. – Ing. Uwe Müller  
Dipl. Ing. Eckehard Bielitz

Die Talsperre Bautzen wurde von 1968 bis 1975 in der Nähe von Bautzen errichtet. Sie dient vorrangig dem Hochwasserschutz, der Niedrigwasseraufhöhung, der Erholung und der Flutung bzw. Füllung von Braunkohle-Tagebaurestlöchern.

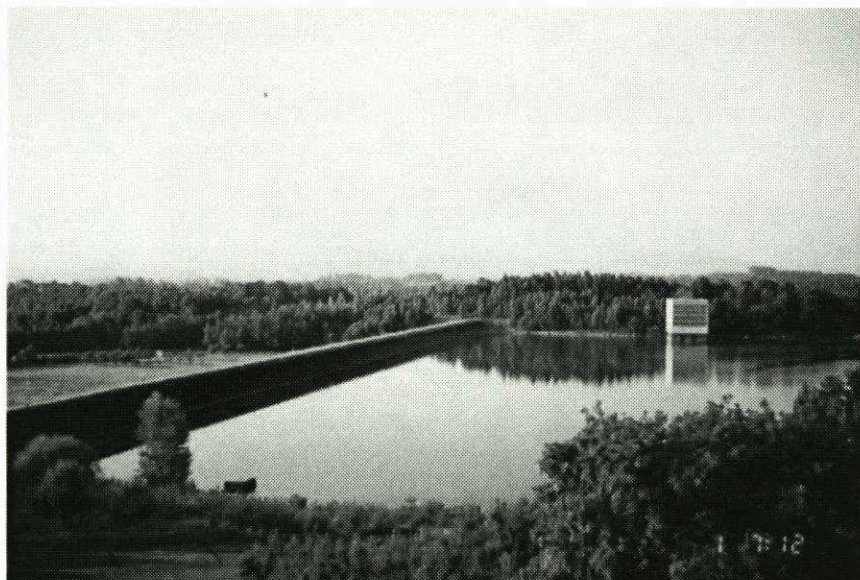


Abbildung 1: TS Bautzen, Dammtrasse III vor Sanierung

Die Absperrbauwerke sind zwei Erdschüttdämme mit bituminöser Außenhautdichtung. Die Dammtrasse I (vgl. Abbildung 2) ist maximal 18 m hoch und hat eine Kronenlänge von 1652 m. Die Dammtrasse III ist maximal 19 m hoch und hat eine Kronenlänge von 426 m.

Als Hochwasserentlastung dient eine Hangentlastung, bestehend aus einer Sammelrinne mit 180 m Überlaufkrone, einer Schussrinne und einem Tosbecken. Die Leistungsfähigkeit der HWE beträgt 225 m<sup>3</sup>/s.

Die TS verfügt über zwei Grundablässe DN 1400 mit einem Abführvermögen von insgesamt 26,5 m<sup>3</sup>/s, die neben der Beipassleitung (DN 600) im Entnahmeturm untergebracht sind. Der Stauinhalt beträgt rund 49 Mio. m<sup>3</sup>. Zur TS Bautzen gehört die Vorsperre Oehna.

In dem folgenden Beitrag werden neben Notwendigkeit und Umfang der Komplexsanierung einige Schwerpunkte beispielhaft erläutert und dargestellt.

## **1 Notwendigkeit und Umfang der Komplexsanierung**

Die komplexe Sanierung der TS Bautzen war hauptsächlich aus zwei Gründen erforderlich.

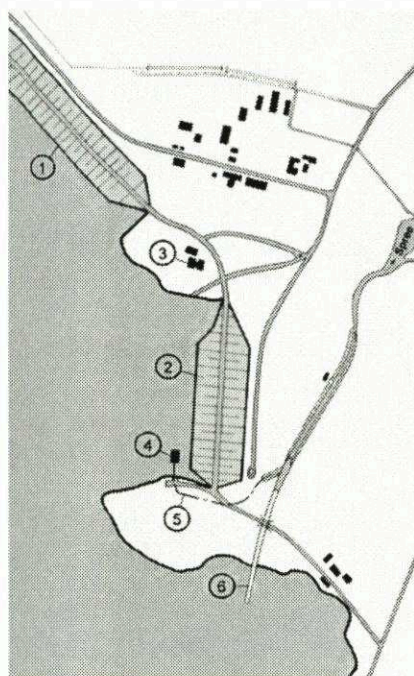
1. Die bituminöse Außenhautdichtung war aufgrund herstellungsbedingter technologischer Probleme stark geschädigt.
  - fehlender Haftverbund zwischen den oberen Dichtungslagen mit Blasenbildung,
  - fehlender Haftverbund der vertikalen Bahnnähte mit Rissbildung,
2. Die Betonbauwerke sind infolge fortgeschrittener Alkali-Kieselsäure-Reaktion teilweise stark geschädigt:
  - starke Rissbildungen (Zentimeterbereich) und Korrosionen
  - Der Beton weist Carbonatisierungstiefen bis zu 1,5 cm auf, was infolge zu geringer Betonüberdeckung auch zur Korrosion der Bewehrung geführt hat.

Die TS Bautzen wurde von 2000 bis 2001 einer grundhaften Instandsetzung unterzogen. Die von der Salveter GmbH geplanten und u. a. von der Firma STRABAG ausgeführten Hauptarbeiten beinhalteten:

- Erneuerung von 37000 m<sup>2</sup> Asphaltbetonaußenhautdichtung,
- Erneuerung der Dammkronen einschließlich der Wellenumlenker,
- Umgestaltung der Dammluftseiten,
- Beschichtung des Entnahmeturmschaftes mit einem neuen System,
- Abriss und Neubau des Tosbeckens,
- Betonsanierungsarbeiten an der Vorsperre und anderen Betonbauteilen,
- Beräumung von ca. 216000 m<sup>3</sup> Sedimenten aus der Vorsperre.

Für die Sanierung der TS Bautzen konnte der Wasserspiegel nur für ein Jahr abgesenkt werden. Dazu war es erforderlich, die Arbeiten in wasserstandsabhängige und wasserstandsunabhängige Teilprojekte zu untergliedern.





- (1) Dammtrasse I
- (2) Dammtrasse III
- (3) Betriebsgebäude
- (4) Entnahmeturm
- (5) Grundablassstollen
- (6) Hochwasserentlastung

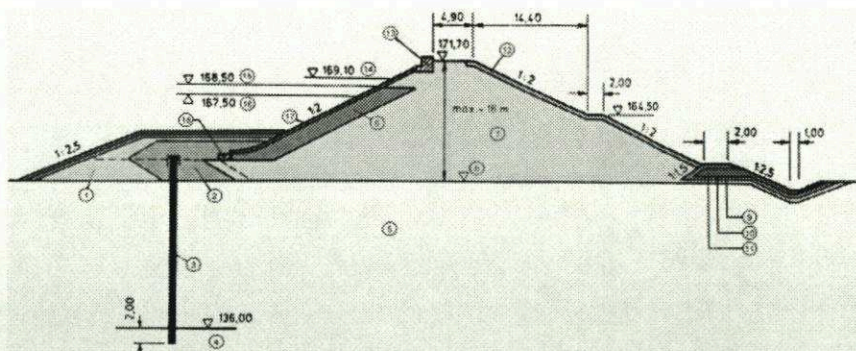
Abbildung 2: TS Bautzen, Lageplan der Absperrbauwerke

Alle wasserstandsabhängigen Arbeiten wurden im Jahre 2000 durchgeführt:

- Bauzeitliche Wasserumleitung durch einen Umlaufstollen,
- Wasserhaltung am Entnahmeturm,
- Bauvorbereitung,
- Sanierung der bituminösen Außenhautdichtung,
- Beschichtung des Entnahmeturmschaftes,
- Betonsanierung an der Toskammer und im Betriebsstollen,
- Erneuerung bzw. Ergänzung einzelner Stahlwasserbauteile,
- Sanierungsarbeiten an der Vorsperre,
- Sedimentberäumung der Vorsperre,
- Verschluss des bauzeitlichen Umlaufstollens mit einer Betonplombe.

Alle wasserstandsunabhängigen Arbeiten sind bis Dezember 2001 abgeschlossen worden:

- Ergänzung der Mess- und Kontrolleinrichtungen,
- Abriss und Neubau des Tosbeckens,
- Erneuerung der Dammkronen einschließlich der Wellenumlenker,
- Umgestaltung der Dammluftseiten,
- Sanierung des Turmkopfes,
- Restarbeiten.



- |                                     |                              |
|-------------------------------------|------------------------------|
| (1) Vorschüttung                    | (10) Kies 2/25 mm            |
| (2) Lößlehm                         | (11) Schotter 35/56 mm       |
| (3) Schlitzwand                     | (12) 30 cm Mutterboden       |
| (4) Kaolin, verwitterter Fels       | (13) Wellenumlenker (Beton)  |
| (5) Untergrund lößlehmartig         | (14) HHW                     |
| (6) auf 3,00 m nur Sand und Kies    | (15) Überlauf                |
| (7) Kiesiger Sand und sandiger Kies | (16) Normalstau              |
| (8) Dammplanum                      | (17) Asphaltbeton            |
| (9) Stützkörpermaterial             | (18) Herdplatte Dammschleuse |

Abbildung 3: TS Bautzen, Querschnitt Dammschleuse I vor Sanier

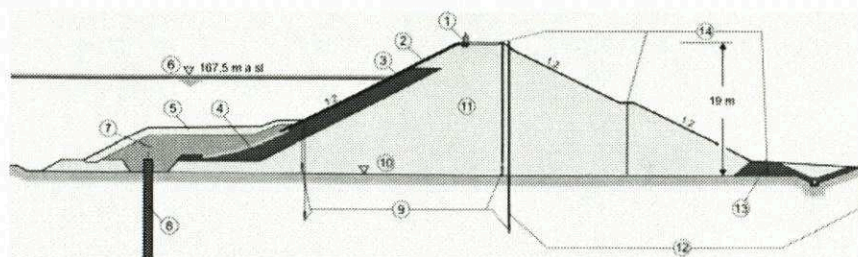
## 2 Erneuerung der Außenhautdichtung

Mit der Erneuerung der Außenhautdichtung sollte auch eine Anpassung an den derzeitigen Stand der Regeln der Technik erfolgen. Die alte Asphaltaußenhautdichtung der TS Bautzen hatte keine Dränschicht und war somit nicht kontrollierbar (siehe Abbildung 3). Da die Dammkörper nach über 25 Jahren Betrieb konsolidiert sind, wurde eine Sanierungslösung gesucht, die keine Veränderung an den Dammkörpern und am sogenannten Lehmverbindungselement verursacht (siehe Abbildung 4). Das Lehmverbindungselement verbindet die Asphaltdichtung mit der als Untergrundabdichtung wirkenden Schlitzwand.

Letztendlich erfolgte die von allen Beteiligten getragene Entscheidung für folgende Vorgehensweise:

- Abfräsen beider 4 cm dicken Dichtungslagen bis zum Lehmverbindungselement,
- Anfräsen der 14 cm starken Tragschicht bis zum Lehmverbindungselement,
- Einbau von 8 cm Asphaltbinder bis zum Lehmverbindungselement,
- Einbau von Lichtwellenleitern zur Leckagemessung,
- Einbau von 8 cm Asphaltdichtung bis zum Lehmverbindungselement,
- Aufbringen der Versiegelungsmastix,
- Erhöhung des Lehmverbindungselementes, um die Überlappungsfuge von neuer auf alte Dichtung zu überdecken.





- |                               |  |
|-------------------------------|--|
| (1) Wellenumlenker            | (8) Schlitzwand                        |
| (2) Neue Asphaltbetondichtung | (9) Porenwasserdruckgeber              |
| (3) Kiesschicht               | (10) Dammplanim                        |
| (4) Alte Dichtung             | (11) Kieseliger Sand und sandiger Kies |
| (5) Dichtungsschürze          | (12) Untergrundpegel                   |
| (6) Stauziel                  | (13) Entwässerung                      |
| (7) Lehmverbindungselement    | (14) Dammpegel                         |

Abbildung 4: TS Bautzen, Querschnitt Dammrinne I nach Sanierung

Um die Anzahl der Bahnnähte zu minimieren wurde, der Asphaltbeton auf beiden Dammrinnen mit einem Brückenfertiger horizontal gefertigt. Dabei konnte auf Dammrinne I (1652 m) die gesamte Böschungslänge in einer Bahn von 18,5 m Breite gefertigt werden. Hierbei entstanden nur wenige Tagesnähte in vertikaler Richtung. Auf der Dammrinne III (426 m) wurde zusätzlich zur Fertigungsbreite von 18,0 m mit dem Brückenfertiger noch der Einbau einer zweiten Horizontalbahn von ca. 5 m Breite erforderlich. Um die Asphaltarbeiten termingerecht fertigstellen zu können, wurde der Brückenfertiger ohne Demontage von der Dammrinne I zur Dammrinne III verfahren.

Da eine Kontrolle der Dichtung durch den Einbau einer Dränschicht unwirtschaftlich gewesen wäre, hat man sich für den Einbau von Lichtwellenleitern zur Leckagemessung entschieden. An beiden Dammrinnen wurden in ausgewählten Höhen (in der Nähe von Anschluss- und Horizontalnähten) jeweils 2 horizontal verlaufende Lichtwellenleiter mit einer Gesamtlänge von über 4 km eingebaut. Durch das Aufheizen der hybriden Lichtwellenleiterkabel wird ein Temperaturgradient erzeugt, wodurch Bereiche mit veränderten Wärmeleitfähigkeiten (z.B. Leckagen) auf einen halben Meter genau lokalisiert werden können.

### 3 Sanierung des Entnahmeturmes

Die Außenflächen des Entnahmeturmes sind beim Bau mit einer glasfaserverstärkten Polyesterharzbeschichtung (GFP) versehen worden. Diese Beschichtung ist in den oberen Bereichen (Bewitterungsbereich und Wasserwechselbereich) stark geschädigt. Da im Beton des Entnahmeturmes Alkalikieselsäure-

rereaktion (AKR) stattfinden können, darf der Beton keiner direkten ständigen Wasserbelastung unterliegen.

Die Instandsetzung des Turmschaftes wurde in folgenden Hauptarbeitsschritten durchgeführt:

- Entfernen der GFP-Beschichtung,
- Vorbereiten des Betonuntergrundes,
- Aufbringen einer neuen Abdichtung (Ersteinsatz in Deutschland),
- Sichern der Abdichtungsänder durch Edelstahlklemmleisten,
- Verpressen von Arbeitsfugen im Turmsockelbereich,
- Instandsetzen lokaler Betonfehlstellen,
- Korrosionsschutz von Stahlwasserbauteilen am Turm,
- Installation einer neuen Eisfreihalteanlage,
- Erstellen einer Mauerdurchführung für eine Druckausgleichsleitung.

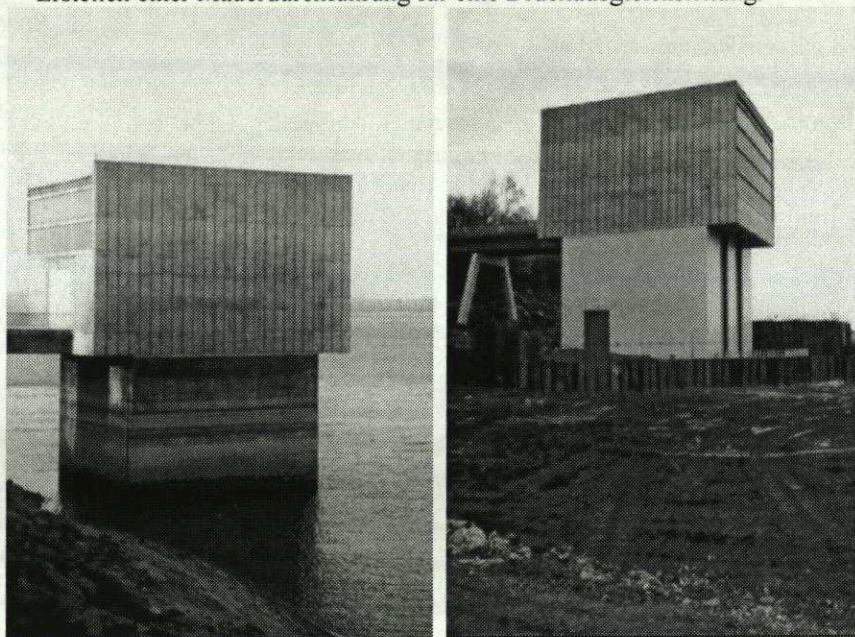


Abbildung 5: TS Bautzen, Entnahmeturmschaft vor (links) und nach der Beschichtung (rechts)

Bei der in Abbildung 5 gezeigten neuen Turmbeschichtung handelt es sich um ein mehrschichtiges System auf Polyurethanbasis. Das System PP-Dam der Firma ISO Permaproof AG wird im flüssigen Zustand in mehreren Schichten auf den vorbehandelten Beton aufgetragen. Nach der Erhärtung hatte man an der TS Bautzen eine fugenlose Beschichtung, die folgende Eigenschaften besitzt:

- vollflächiger, zwischenraumloser Verbund am Untergrund und zwischen den einzelnen Schichten,



- keine Unterläufigkeit,
- hohe Rissüberbrückung und große Dauerelastizität,
- Wasserdichtheit auch bei hohen Wasserdrücken,
- Dampfdurchlässigkeit,
- Beständigkeit gegen mechanische Beanspruchungen.

#### 4 Optimierung der Wellenumlenker

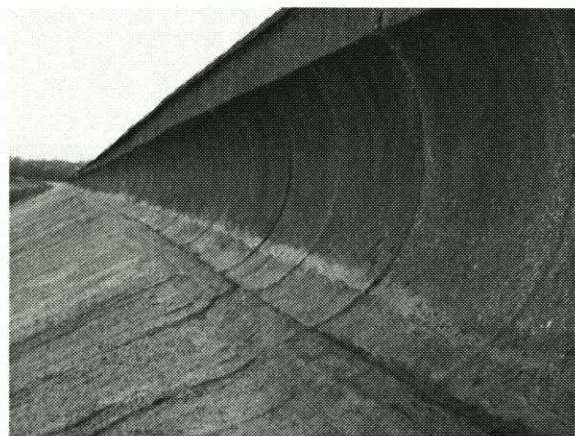
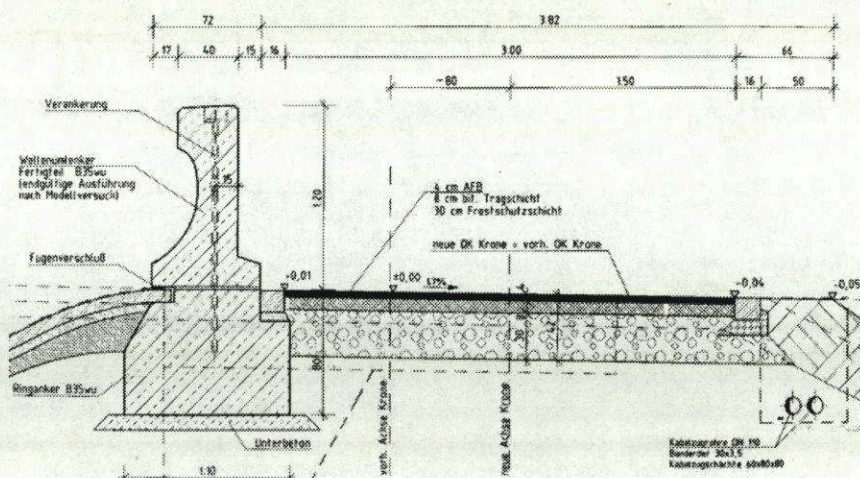
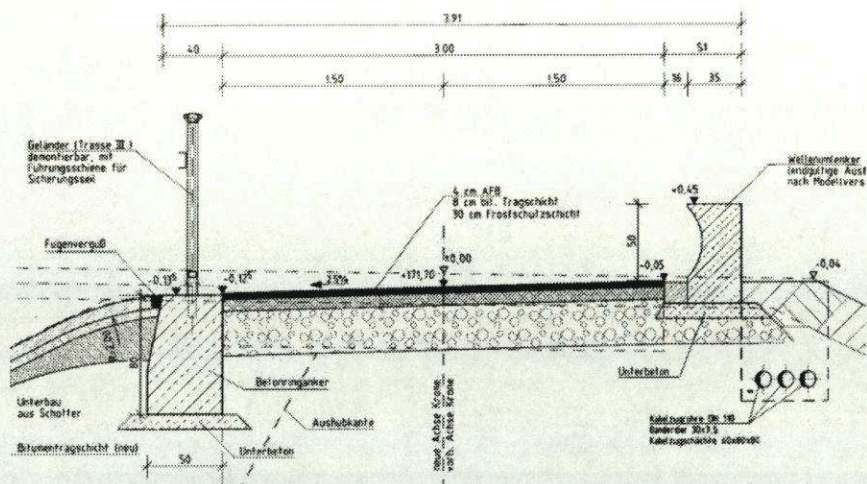


Abbildung 6: Wellenumlenker an der Krone der Dammtrasse I der Talsperre Bautzen vor der Sanierung (31.01.2000)

Eine weitere anspruchsvolle Aufgabe im Zuge der komplexen Sanierung der Talsperre Bautzen war die im Zusammenhang mit der Instandsetzung der Außendichtung erforderliche Erneuerung der Wellenumlenker auf der Krone der beiden Dämme (vgl. Abbildung 6).



**Abbildung 8: Variante II der damaligen Planung**

Grundsätzlich standen zwei Varianten zur Montage der Wellenumlenkerelemente zur Verfügung:

- Wellenumlenker an der Luftseite der Dammkrone (Abbildung 7);
- Wellenumlenker an der Wasserseite der Dammkrone. (Abbildung 8)

Eine fundierte, nachhaltige Entscheidung dieser Problematik war nur auf der Grundlage von Modellversuchen möglich, mit deren Durchführung das Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik (IWD) der TU Dresden beauftragt wurde. Zielstellung der durchzuführenden Untersuchungen war es, auf der



Grundlage der aus den tatsächlichen Windverhältnissen im Bereich der Talsperre Bautzen resultierenden Wellenbelastungen qualitative und quantitative Aussagen zur Ausbildung von Wellenauf- und -überlauf zu erhalten. Damit war es dann möglich, eine der beiden Varianten aufgrund der erhaltenen Ergebnisse zur Ausführung zu empfehlen.

Eine der wichtigsten Voraussetzungen für die Untersuchung von Wellenauf- und -überlaufproblemen ist neben der Böschungsgeometrie die Kenntnis der Seegangparameter vor der Böschung. Dies sind insbesondere signifikante Wellenhöhe ( $H_s$ ), mittlere Wellenperiode ( $T_m$ ) und -länge ( $L_m$ ) sowie Peakperiode ( $T_p$ ) und die entsprechende Wellenlänge ( $L_p$ ). Diese Kenngrößen, welche auf den in einem Gutachten des DWD angegebenen Windgeschwindigkeiten und -verteilungen im Gebiet der Talsperre Bautzen basieren, sind in der Tabelle 1 zusammengestellt.

Tabelle 1: Extremwerte (Bemessungswerte) der Stundenmittel der Windgeschwindigkeiten für verschiedene Wiederkehrintervalle  $i$  [a] am Standort Talsperre Bautzen in 10 m Höhe über Bezugsniveau (Quelle: DWD- Gutachten)

$W_{10,i}$	Windgeschwindigkeit $W_{10}$ [m/s] in Sektormitte											
	30°	60°	90°	120°	150°	180°	210°	240°	270°	300°	330°	360°
$W_{10,2}$	12	13	13	14	19	19	19	20	20	19	16	13
$W_{10,10}$	15	16	16	17	23	23	24	25	25	25	20	16
$W_{10,25}$	16	17	17	18	25	25	26	28	28	28	22	17
$W_{10,50}$	17	18	18	19	27	27	28	30	31	30	23	18

Mit diesen Werten sind die dann folgenden Versuche im Wellenkanal des Hubert-Engels-Labors der TU Dresden durchgeführt worden.

Die dort zur Verfügung stehende Glasrinne ist 30 m lang, 0,8 m breit und 0,8 m hoch. Der Abstand zwischen der Platte der Wellenmaschine und dem Böschungsfuß beträgt 28 m. An dem einen Ende der Wellenrinne befindet sich die Wellenmaschine, am anderen die Modellböschung. Die Wellenmaschine ist eine Plattenwellenmaschine. Zur Erzeugung der Wellenbewegung kommt eine vertikale, den gesamten Rinnenquerschnitt füllende, längs zur Kanalachse bewegte Platte zur Anwendung, die von einem Linearantrieb in Verbindung mit einer geeigneten Mechanik bewegt wird (vgl. Abbildung 9). Durch die Bewegung der Platte werden die davor befindlichen Wasserteilchen in entsprechende Bewegungen versetzt. Dabei hat die Bewegungsart der Platte großen Einfluss auf die Bahnlinien der bewegten Wasserteilchen.

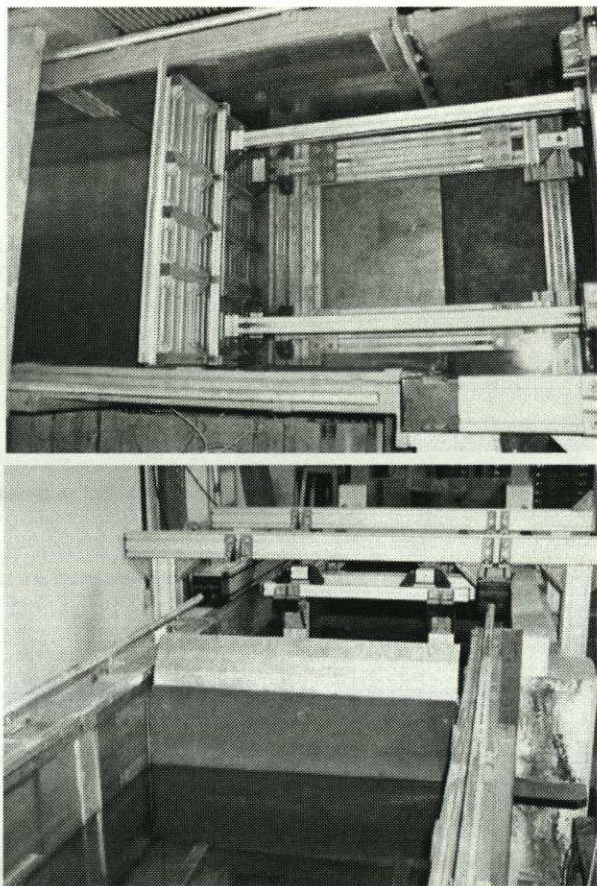


Abbildung 9: Plattenwellenmaschine im Wellenkanal des Hubert- Engels- Labors; Draufsicht (links) und Ansicht von vorn (rechts)

Aufgrund der spektralen Zusammensetzung eines natürlichen Seeganges ist es für die numerische Beschreibung erforderlich, geeignete Spektren anzuwenden, die den realen Gegebenheiten möglichst nahe kommen. In der heutigen Zeit wird für Tiefwasserspektren zumeist die der JONSWAP (**JO**int **N**orth **S**ea **W**ave **P**rojekt)- Experimente vor Sylt entstammende Form verwendet (HASSELMANN et al., 1973).

$$S_J(f) = S_{PM}(f) \cdot \Phi_J(f, f_p, \gamma, \sigma_a, \sigma_b) = \frac{\alpha \cdot g^2}{(2 \cdot \pi)^4 \cdot f^5} \cdot \exp \left[ -\frac{5}{4} \left( \frac{f}{f_p} \right)^{-4} \right] \cdot \gamma \cdot \exp \left[ \frac{-(f - f_p)^2}{2 \cdot \sigma^2 \cdot f_p^2} \right] \quad (1)$$

mit  $S_J(f)$ ...JONSWAP- Energiedichtespektrum

[m<sup>2</sup>/Hz]



- $S_{PM}(f)$ ... Energiedichtespektrum nach PIERSON-MOSKOWITZ [m<sup>2</sup>/Hz]  
 $\Phi_J$ ... Peaküberhöhungsfunktion [-]  
 $\gamma$ ... Peaküberhöhungsfaktor [-]  
 $\sigma_a$ ... Formparameter zur Beschreibung der vorderen Peakbreite ( $f < f_p$ ) [-]  
 $\sigma_b$ ... Formparameter zur Beschreibung der hinteren Peakbreite ( $f > f_p$ ) [-]

Für die praktische Anwendung in hydraulischen Modellversuchen werden nun aus dem JONSWAP- Spektrum unter Berücksichtigung verschiedener weiterer Einflüsse und Anteile Zeitreihen erzeugt. Im vorliegenden Fall beträgt die reale Dauer der Zeitreihe 60,4 min, was einer auf Modellgrößen übertragenen Zeitdauer von 15,97 min entspricht. Darin sind 8192 Frequenzen und 16.384 Zeitschritte enthalten. In der folgenden Tabelle sind alle wichtigen Modellparameter der Zeitreihe zusammengefasst.

Tabelle 2: Modellparameter der Zeitreihe

Größe	Wert
signifikante Wellenhöhe $H_s = H_{m0}$	7,7 cm
Peakfrequenz $f_p$	1,14 Hz
maximale Frequenz $f_{max}$	8,55 Hz
maximale wirksame Frequenz $f_{max,eff}$	3,42 Hz
minimale wirksame Frequenz $f_{min,eff}$	0,76 Hz
Schnellste wirksame Komponente $c_{max}$	2,4 m/s
Länge der Zeitreihe $T_{ZR}$	15,96 min
Anzahl der Zeitfenster $m_{ZF}$	47
Länge der Zeitfenster $T_{ZF}$	20,6 s
Anzahl der Zeitschritte $m_t$	16.384
Anzahl der Frequenzen $m_f$	8192

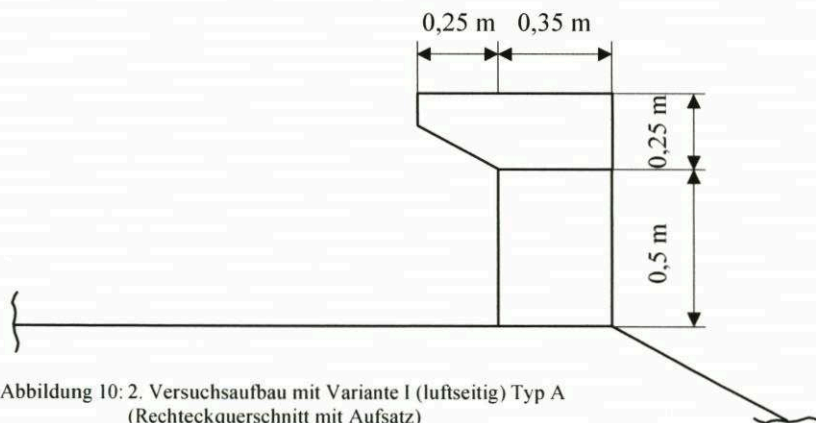


Abbildung 10: 2. Versuchsaufbau mit Variante I (luftseitig) Typ A  
(Rechteckquerschnitt mit Aufsatz)

Insgesamt sind mit diesen Parametern für 6 verschiedene Varianten des Wellenumlenkers (Bauform, Platzierung) Versuchsreihen durchgeführt worden.

Als effizienteste Bauform hat sich als Ergebnis der Versuchsreihen die in der Abbildung 10 dargestellte erwiesen. Hinsichtlich der Wirksamkeit zur Minimierung des Wellenüberlaufes ist eine Positionierung an der wasserseitigen Böschungsoberkante empfohlen worden.

Als Ergebnis der Abwägung aller relevanten Faktoren und Aspekte ist die Variante II (vgl. Abbildung 8) auf beiden Dammkronen, lediglich unterschieden durch die Bauhöhe der Wellenumlenker, zur Ausführung gekommen.

## **5 Beräumung der Vorsperre Oehna**

Die Beräumung der ca. 216 000 m<sup>3</sup> Sedimente aus der Vorsperre Oehna stellte einen erheblichen Kostenfaktor dar. Gemeinsam mit den zuständigen Behörden und dem Baubetrieb wurde eine für die Landestalsperrenverwaltung vertretbare Lösung gefunden. Ein in unmittelbarer Nähe befindlicher 33 m tiefer Steinbruch wurde als Monodeponie erschlossen, genehmigt und mit 176 000 m<sup>3</sup> Sediment verfüllt. Weitere 40 000 m<sup>3</sup> Sediment sind in eine ca. 30 km entfernte Lehmgrube verbracht worden. Beide Standorte sind im Vorfeld einer Überprüfung und Bewertung unterzogen worden. Nach der Verfüllung ist jeweils eine Oberflächenabdeckung mit einer Tragfähigkeit von 30 kN/m<sup>2</sup> aufgebracht worden.

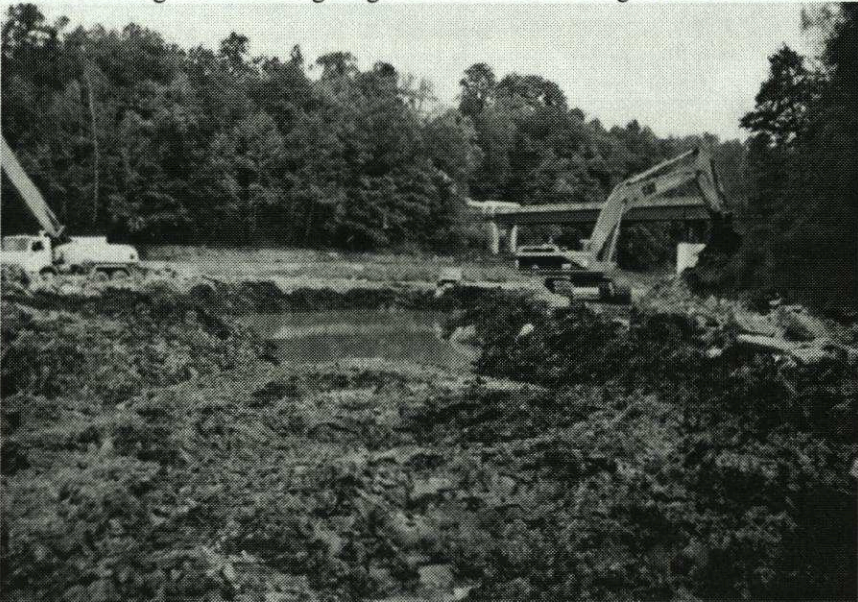


Abbildung 11: TS Bautzen, Sedimentberäumung der Vorsperre



Die weiterhin durchgeführten umfangreichen Sanierungsarbeiten sollen an dieser Stelle nicht im Detail beschrieben werden. Der mittlerweile abgeschlossene Probestau und die bisherigen Erfahrungen im Betrieb der Anlage seit der Sanierung zeigen, dass die Sanierungsmaßnahmen erfolgreich waren.

## **6 Zusammenfassung**

Die Durchführung aller wasserstandsabhängigen Arbeiten im Rahmen einer Komplexsanierung der Talsperre Bautzen erfolgte in nur einer Bausaison. Insgesamt sind 37 000 m<sup>2</sup> bituminöse Außenhautdichtung der TS Bautzen saniert worden.

Bei der Neubeschichtung des Entnahmeturmes kam ein für Deutschland neuartiges System zum Einsatz.

Für die optimale Positionierung und Gestaltung der Wellenumlenker auf der Krone der Absperrrämme sind am Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik der TU Dresden Modellversuche durchgeführt worden.

Bei der Sedimentberäumung der Vorsperre konnte durch die kooperative Zusammenarbeit der Behörden eine kostengünstige Lösung gefunden werden.

Dipl.- Ing. Eckehard Bielitz  
Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen  
Referat Wasserbau  
Sachgebietsleiter Bautechnik  
E-Mail: [Eckehard.Bielitz@ltv.smul.sachsen.de](mailto:Eckehard.Bielitz@ltv.smul.sachsen.de)

Dr.- Ing. Uwe Müller  
Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen  
Referatsleiter Wasserbau  
E-Mail: [Uwe.Mueller@ltv.smul.sachsen.de](mailto:Uwe.Mueller@ltv.smul.sachsen.de)

Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen  
Bahnhofstraße 14  
01796 Pirmas  
[www.talsperren-sachsen.de](http://www.talsperren-sachsen.de)

## Lufttransport in Rohrleitungen

Priv.-Doz. Dr.-Ing. habil. Detlef Aigner

### 1 Zusammenfassung

Das im Auftrag des Sächsischen Landesamtes für Umwelt und Geologie am Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik der Technischen Universität Dresden von 2000 bis 2002 durchgeführte Forschungsprojekt zum Einsatz von Freigefälledruckleitungen für den Abwassertransport beschäftigte sich einerseits mit Untersuchungen des Lufttransportes an einer Modelleleitung und andererseits mit der wissenschaftlichen Begleitung einer realisierten Freigefälledruckleitung. Schwerpunkt der Modellversuche war die Analyse von Möglichkeiten und Grenzen des Lufttransportes in Abhängigkeit von Gefälle und Strömungsgeschwindigkeit. Untersucht wurden die Transportmechanismen für Luftblasen beim Druckabfluss, der zeitabhängige Luftaustag und der strömungsinduzierte Lufttransport im Teilfüllungsbereich einer Rohrleitung im Freispiegelabfluss. Als Ergebnis der Untersuchungen wurden ein Merkblatt und ein Programm zur Berechnung von Freigefälledruckleitungen erarbeitet.

### 2 Einleitung

Beim Abwassertransport in Druckrohrleitungen aber auch in Trinkwasserleitungen kann es zur Ansammlung von Luft in der Leitung kommen, die den Abflussprozess behindert oder ganz verhindert (Abb. 1).

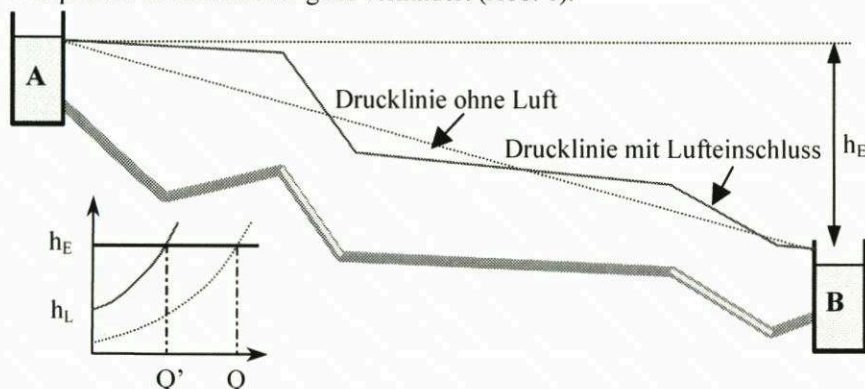


Abbildung 1: Freigefälledruckleitung mit Lufteinschluss (DL=EL)



Ähnlichkeiten ergeben sich für Pumpenüberleitungen, bei denen beispielsweise Mindestfließgeschwindigkeiten durch Luftzugabe eingehalten werden. Auch bei der Druckluftspülung als bewährte Methode zur Verringerung von Aufenthaltszeiten oder zum Entfernen schädlicher Inhaltsstoffe treten diese Erscheinungen des Lufteinschlusses auf und müssen bei der Bemessung Berücksichtigung finden.

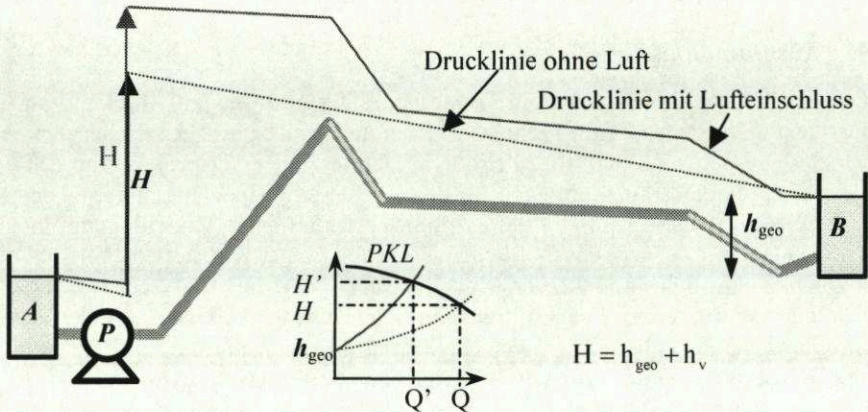


Abbildung 2: Pumpenüberleitung mit Lufteinschluss (DL=EL)

### 3 Selbstentlüftung

Sowohl für Freigefälledruckleitungen als auch für Pumpenüberleitungen muss die Frage beantwortet werden, welche Geschwindigkeiten mindestens benötigt werden, um Luftansammlungen selbstständig auszutragen (Selbstentlüftung). Der Einbau von Be- und Entlüftungsventilen wäre eine Alternative.

Bereits *Gandenberger* (1957) stellte in seinen Untersuchungen fest, dass die Bewegung von Luftblasen in der Rohrleitung von der Blasengröße, der Blasenform und dem Rohrquerschnitt abhängig ist, wobei er feststellte, dass die Blasenform hauptsächlich vom Neigungswinkel der Rohrleitung bestimmt wird. Und er stellte fest, dass den relativ größten Widerstand in der Strömung eine Blase mittlerer Größe verursacht. Er definierte die dimensionslose Blasengröße  $n$  aus dem Verhältnis des Blasenvolumens  $V_B$  zum Volumen eines Rohrstückes mit der Länge des Durchmessers  $d$  der Rohrleitung.

$$n = \frac{V_B}{\frac{\pi}{4} \cdot d^3} \quad (1)$$

Seine theoretischen Überlegungen zur Blasenbewegung beruhten auf dem Kräftegleichgewicht zwischen Blasenauftrieb und Strömungswiderstand einer Blase und führten zusammen mit umfangreichen Messungen und Literaturstudien zu den bisher meist verwendeten Angaben zum Luftaustrag aus Rohrleitungen (DVGW-Merkblatt W 403, 1988). Für seine Versuche verwendete *Gandenberger* Glasrohre bis 100 mm Durchmesser, die er bis 90° neigte. Er stellte fest, dass für dimensionslose Blasengrößen ab etwa  $n = 0,5$  sich keine Steigerung der Selbstentlüftungsgeschwindigkeit mehr einstellte und legte als Grenzwert  $n = 1$  fest. Die Maximalwerte der Selbstentlüftungsgeschwindigkeit stellten sich bei ihm mit etwa 40° bis 50° Neigung der Rohrleitung ein (Abb. 3).

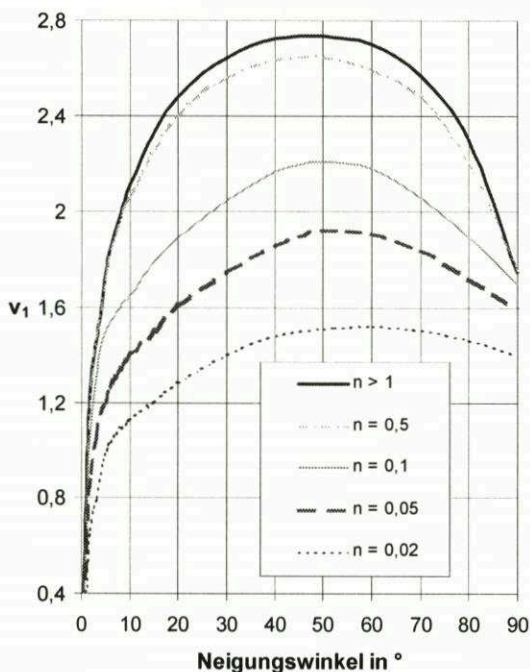


Abbildung 3: Extrapolierte Selbstentlüftungsgeschwindigkeit für  $d_1 = 1$  m in Abhängigkeit vom Neigungswinkel der Rohrleitung und der dimensionslosen Blasengröße  $n$  nach *Gandenberger* (1957)

Ähnliche Ergebnisse zur Abhängigkeit der Blasenauftiegs geschwindigkeit in Abhängigkeit von der Neigung der Rohrleitung erzielte *Zukoski* (1966) bei seinen Untersuchungen in nicht durchflossenen Rohren mit unterschiedlichen Fluiden. Er ermittelte eine maximale Blasenauftiegs geschwindigkeit bei etwa 30° bis 40° Rohrneigung. Für die Blasengröße gibt er einen Grenzwert von  $n = 1,5$  an. Auch *Kalinski* (1943), *Kent* (1952), *Krug* (1988), *Wisner u.a.* (1975) und neuere Untersuchungen von *Walther und Günther* (1998) beschäftigten sich mit



diesen Problemen und führten zu empirischen Gleichungen für eine Mindestfließgeschwindigkeit zur Selbstentlüftung.

Die Erkenntnisse von *Gandenberger* wurde in einem DDR-Werkstandard (WAPRO 1.13., 1971) zu einem Diagramm (Abbildung 4) verarbeitet, bei dem seine Ergebnisse für die Anwendung auf Rohrdurchmesser größer 100 mm durch folgende Gleichung (2) extrapoliert werden.

$$v_S = v_1 \cdot \sqrt{\frac{d}{d_1}} \quad (2)$$

Die Geschwindigkeit  $v_1$  bezieht sich dabei auf die nach *Gandenberger* maximal erforderliche Selbstentlüftungsgeschwindigkeit bei  $n = 1$  für einen Durchmesser von  $d_1 = 1$  m.

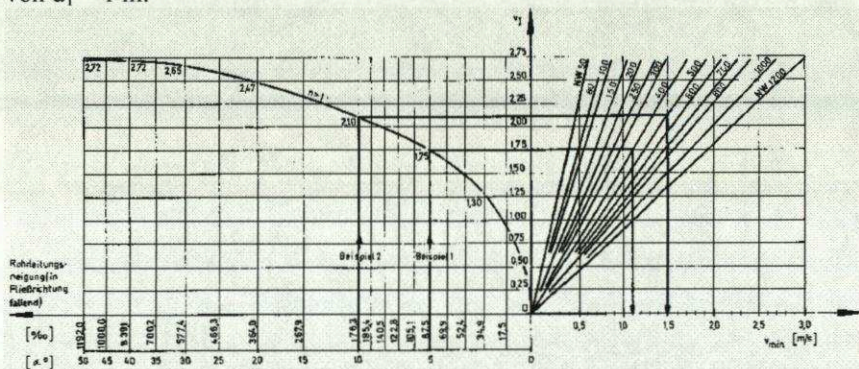


Abbildung 4: Ermittlung der Mindestfließgeschwindigkeit  $v$  zur Gewährleistung der Gasblasenabfuhrung ( $n \geq 1$ ) aus WAPRO 1.13. (1971)

Die von *Wiesner* u.a. (1975) aus Messungen an einer  $18,5^\circ$  geneigten 250 – mm - Rohrleitung im Vergleich mit anderen Messergebnissen ermittelte empirische Gleichung für eine Mindestfließgeschwindigkeit zur Selbstentlüftung in Rohrscheiteln lautet:

$$v_S = (0,825 + 0,25 \cdot \sqrt{I_{\text{Rohr}}}) \cdot \sqrt{g \cdot d} \quad (3)$$

*Walther* und *Günthert* (1998) untersuchten ein PE-HD-Rohr mit einem Innendurchmesser von 63 mm bei insgesamt 8 unterschiedlichen Neigungen von  $0^\circ$  bis  $34^\circ$ . Die gefundene Regressionsgerade weicht im Anstieg nur wenig von der nach *Wisner* ab.

$$v_s = \sqrt{gd} \cdot (0,28\sqrt{\sin \alpha} + 0,68) \quad (4)$$

Walther und Günther fügten hinzu, dass die Formel nur für den Bereich bis ungefähr 45° gilt, weil die Selbstentlüftungsgeschwindigkeit bei stärkeren Neigungen wieder sinkt.

Im Hubert-Engels-Labor der Technischen Universität Dresden wurden von 2000 und 2002 Untersuchungen zur Blasenbewegung in einer bis zu 15% neigbaren Rohrleitung mit einem Innendurchmesser  $d = 190$  mm bei einer Länge von  $L = 22$  m durchgeführt. Schwerpunkt der Untersuchungen war die Analyse der Einzelblasen unterschiedlicher Größe. Neben der Form und der Größe der Blasen wurde deren Stillstandsgeschwindigkeit in der Strömung der geneigten Rohrleitung ermittelt. Die umfangreichen Messungen lieferten wichtige Erkenntnisse für die theoretische Bestimmung der Selbstentlüftungsgeschwindigkeit. Aus Beobachtungen wurde festgestellt, dass am Ende einer größeren Lufttasche in einer mehr oder weniger turbulenten Zone, ähnlich der eines Wechselsprunges (siehe Abb.5), kleine Luftblasen mit der Strömung mitgerissen werden, die sich zu größeren Blasen vereinigen. Die so entstandenen größeren Blasen lassen sich deutlich schwieriger bewegen bzw. verharren, bleiben an Übergängen (Flanschen) hängen oder wandern sogar entgegen der Strömung.

Um aus dem Gleichgewicht (Gleichung 5) für den Stillstand einer Blase eine für die Selbstentlüftung erforderliche Geschwindigkeit ableiten zu können, waren Untersuchungen zur Verformung der Blase in Abhängigkeit von der Neigung, zum Strömungswiderstand ( $c_W$ ) der Blase u. a. erforderlich.

$$F = c_W \cdot \frac{\rho}{2} \cdot A_E \cdot v_E^2 = F_A = \rho \cdot g \cdot V_B \cdot \sin \alpha \quad (5)$$

Strömungskraft und Auftriebskraft im Gleichgewicht.

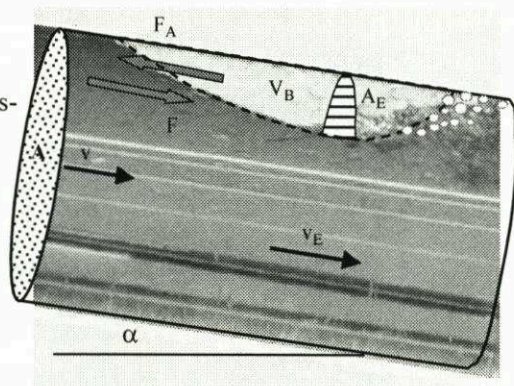


Abbildung 5: Bewegungsgleichgewicht einer Luftblase

Die Formänderung der Blase war vor allem von der Blasengröße abhängig und konnte näherungsweise mit Gleichung (6) ermittelt werden.



$$\kappa = A_E/A = 0,465 \cdot n^{0,56} \quad (6)$$

Der Widerstandsbeiwert der Blase änderte sich signifikant in Abhängigkeit von der Rohrreinigung und wurde mit Gleichung (7) angenähert.

$$c_W = 1,64 \cdot \sin \alpha + 0,06 \quad (7)$$

Durch Einsetzen der Gleichungen (6) und (7) sowie der Kontinuitätsbedingung  $v_E \cdot (A - A_E) = v \cdot A$  in Gleichung (5) ergibt sich eine Gleichung für die Stillstandsgeschwindigkeit einer Blase der dimensionslosen Größe  $n$  zu:

$$\begin{aligned} v &= \sqrt{2 \cdot g \cdot \frac{n \cdot d \cdot \sin \alpha}{\kappa \cdot c_W} \cdot (1 - \kappa)} \\ &= \sqrt{4,3 \cdot g \cdot \frac{d \cdot \sin \alpha}{(1,64 \cdot \sin \alpha + 0,06)}} \cdot \left( n^{0,22} - 0,465 \cdot n^{0,78} \right) \end{aligned} \quad (8)$$

Die Untersuchungen zeigten ähnlich wie bei *Gandenberger* und *Zukoski*, dass eine Blase mittlerer Größe die größte Geschwindigkeit für ihren Transport mit der Strömung benötigt, also muss Gleichung (8) ein Maximum für  $v$  in Abhängigkeit von  $n$  besitzen. Durch eine Extremwertberechnung mit  $dv/dn=0$  ergibt sich eine maximale Stillstandsgeschwindigkeit für eine Einzelblase bei einem relativen Blasenvolumen von  $n = 0,41$ . Mit diesem Wert vereinfacht sich Gleichung (8) zur Gleichung (9).

Setzt man die maximale Stillstandsgeschwindigkeit einer Luftblase als zu überbrückende Größe für die Entlüftung einer Rohrleitung voraus, dann kann unter der Voraussetzung o.g. Randbedingungen der Modellversuche die notwendige Selbstentlüftungsgeschwindigkeit  $v_S$  in Freigefälledruckleitungen mit Gleichung (9) ermittelt werden.

$$v_S \geq \sqrt{1,5 \cdot g \cdot \frac{d \cdot \sin \alpha}{(1,64 \cdot \sin \alpha + 0,06)}} \quad (9)$$

Ein Vergleich mit Gleichungen anderer Autoren zur Selbstentlüftung bzw. zum Blasenauftieg zeigt die folgende Abbildung.

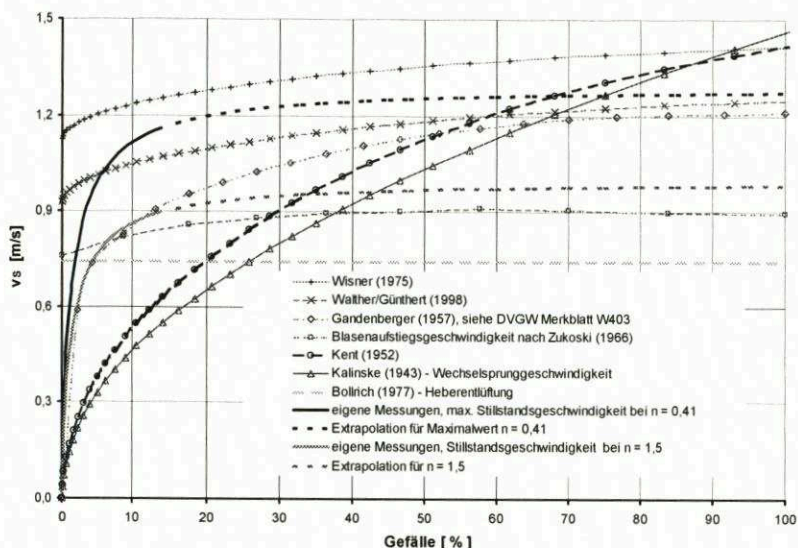


Abbildung 6: Selbstentlüftungsgeschwindigkeiten in Abhängigkeit vom Rohrgefälle

#### 4 Luftaustrag in Abhängigkeit von der Zeit

Neben den Untersuchungen zur Blasenbewegung wurde in den Modellversuchen an der TU Dresden der Austrag der Luft in Abhängigkeit von der Zeit untersucht. Dabei stellte sich heraus, dass der Luftaustrag nicht nur von der Strömungsgeschwindigkeit selbst sondern auch von der Rohrneigung und der Lufttaschengröße zu Beginn des Luftaustrages abhängt. Die Modellversuche wurden bei einer bestimmten Rohrneigung und konstanter Fließgeschwindigkeit so durchgeführt, dass das eingeschlossene Luftvolumen zu Beginn und zum Ende der Versuche ermittelt wurde. Die Ergebnisse sind in folgender Abbildung zusammengefasst.

Diese Untersuchungsergebnisse wurden in zwei Gleichungen für den relativen Luftaustrag  $\beta$  zusammengefasst.

$$\beta = \frac{Q_L}{Q_W} = 0,004 \cdot \left( \frac{v}{\sqrt{g \cdot d}} \right)^4 \quad (10)$$

mit  $Q_L$  -Luftvolumenstrom,  $Q_W$  -Wasservolumenstrom

Gleichung (10) gilt bis zur dimensionslosen Geschwindigkeit  $v / \sqrt{g \cdot d} < 0,75$  für kleinere und größere Lufteinschlüsse und alle Neigungen,



Gleichung (10) gilt ab  $v/\sqrt{g \cdot d} \geq 0,75$  nur für größere Lufttaschen mit einem dimensionslosen Volumen  $n = \frac{4 \cdot V_{Blase}}{\pi d^3} \geq 10$  und bei einer größeren Rohrneigung  $\alpha > 3^\circ$ .

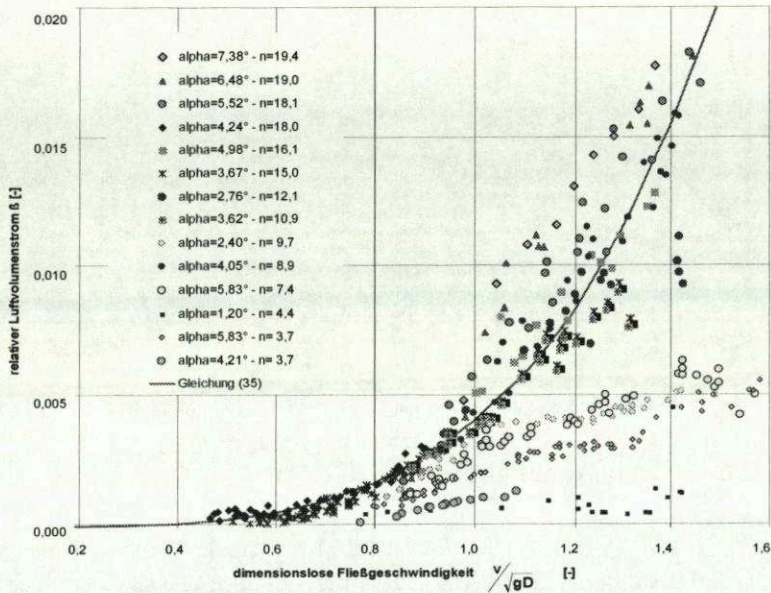


Abbildung 7: Selbstentlüftungsgeschwindigkeiten in Abhängigkeit vom Rohrgefälle

Bei flacheren Rohrneigungen und kleineren Luftvolumina fehlt der turbulente Bereich am Ende der Blase zum Einschlagen von Luftblasen, wodurch sich der Lufttransport deutlich verringert. Hier kann der deutlich geringere Luftaustrag nach Gleichung (11) abgeschätzt werden. Diese Gleichung gilt nur für größere Fließgeschwindigkeiten ab  $v \geq v_s$ . Die Gleichungen (10) und (11) beschränken sich auf die Randbedingungen der Untersuchungen, da keine Vergleichswerte bekannt sind. Sie sollten nur zur Zeitschätzung angewendet werden.

$$\beta = \frac{Q_L}{Q_W} = 0,3 \cdot \sin \alpha \cdot \left( \frac{v - v_s}{\sqrt{g \cdot d}} \right) \quad (11)$$

## 5 Luftbewegung im Teilfüllungsbereich

Im Teilfüllungsbereich wird durch die Wasserströmung eine Luftströmung induziert (Abb. 5). Diese Luftströmung kann sich nur frei ausbilden, wenn ihre Zu- und Abströmung garantiert ist. Es bildet sich ein Gleichgewicht zwischen

einem durch die Wasserströmung induzierten möglichen Lufttransport (Luftbedarf) und einem durch die Strömungswiderstände bzw. durch Be- und Entlüftungen ermöglichten Lufttransport (Luftangebot) aus. Dieses Gleichgewicht bestimmt den transportierten Luftvolumenstrom.

Luftangebot: 
$$Q_L = \sqrt{\frac{\sum \Delta p}{\sum \chi}} \quad (12)$$

mit  $\sum \Delta p$  – Summe der Druckdifferenzen z.B. zwischen Außen und Innen am Lufteintritt, zwischen Innen und Außen am Luftaustritt und Druckverlust infolge Luftströmung in der Rohrleitung.

mit  $\sum \chi = \chi_E + \chi_R + \chi_A = \frac{\rho_L}{\mu_E^2 \cdot a_E^2 \cdot 2} + \lambda \cdot \frac{L}{d_{hy}} \cdot \frac{\rho_L}{A_L^2 \cdot 2} + \frac{\rho_L}{\mu_A^2 \cdot a_A^2 \cdot 2} \quad (13)$

Luftbedarf: 
$$Q_L = f(v_w, \frac{h}{d}) \quad (14)$$

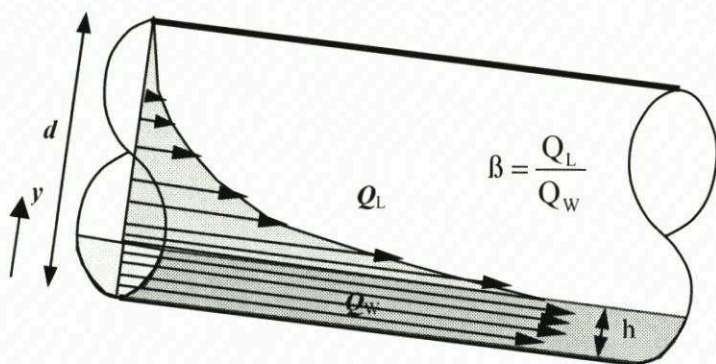


Abbildung 8: Luftbewegung beim Teilfüllungsabfluss

Die Wasserströmung in einer teilgefüllten Rohrleitung regt an der Scherfläche zwischen Wasser und Luft eine Bewegung der Luft an. Diese Bewegung ist abhängig von der Geschwindigkeit  $v_w$  des Wassers an der Wasseroberfläche, dem Füllungsgrad  $h/d$  und damit der Kontaktfläche  $b_w L$  und der Rauheit an der Wasseroberfläche  $k_w$ . Fließen beide Medien getrennt ab, dann stellt sich eine logarithmische Verteilung der Luftgeschwindigkeit ein. Campbell und Guyton (1953) untersuchten diese Luftströmung als ebenen Fall und ermittelten unter der Annahme, dass die Luftströmung an der Wand Null und an der Wasseroberfläche  $v_w$  ist, folgende Gleichung:



$$\frac{v_L}{v_W} = 1 - \frac{0,294 \cdot \ln \frac{y-h}{k_W} + 1}{0,294 \cdot \ln \frac{d-h}{k_W} + 1} \quad (15)$$

Diese Gleichung stimmt auch gut mit eigenen LDA-Messungen in einer 190 mm Plexiglasleitung überein, allerdings wurde die Luftgeschwindigkeit nahe der Wand nie Null. In den folgenden Abbildungen sind die drei Messergebnisse an einer etwa 12% geneigten Leitung dargestellt.

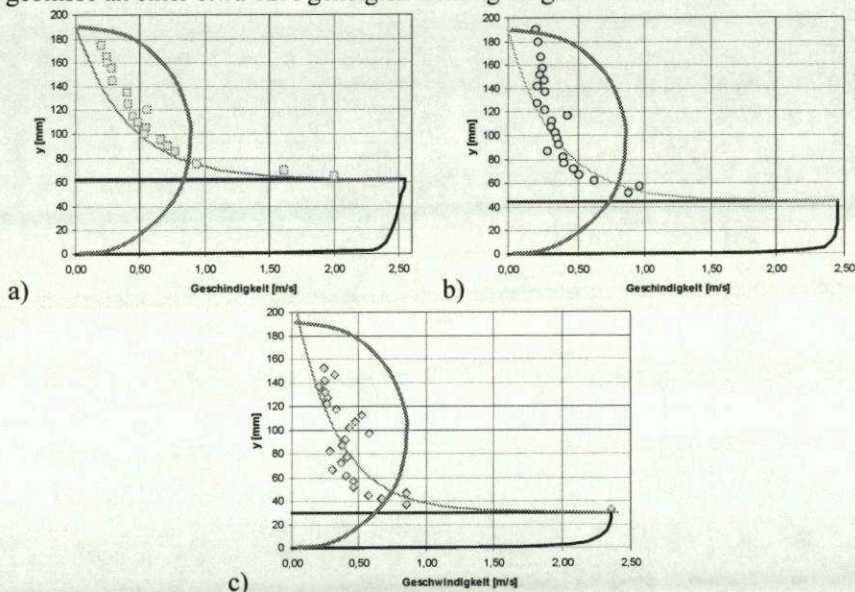


Abbildung 9: Luftmessung an einer teilgefüllten Rohrleitung, die durchgezogene Linie wurde aus Gleichung (15) mit  $k_W=5\text{mm}$  ermittelt

(a:  $Q_W=6,7\text{l/s}$ ;  $Q_L=7,76\text{l/s}$ ;  $v_W=2,35\text{m/s}$ ;  $h=30\text{mm}$

b:  $Q_W=13,7\text{l/s}$ ;  $Q_L=10,37\text{l/s}$ ;  $v_W=2,45\text{m/s}$ ;  $h=45\text{mm}$

c:  $Q_W=26\text{l/s}$ ;  $Q_L=12,85\text{l/s}$ ;  $v_W=2,55\text{m/s}$ ;  $h=62\text{mm}$ )

An der Versuchsleitung  $d=190\text{mm}$  wurden mit Hilfe eines 100 mm Luftflügels Luftmessungen durchgeführt. Die Belüftung am Scheitel der Rohrleitung bestand aus einem Krümmer und der etwa 1 m langen 90 – mm – Plexiglasleitung, zwischen der der Flügel geklemmt wurde. Am Ende der Leitung konnten das Wasser und die Luft frei ausmünden.

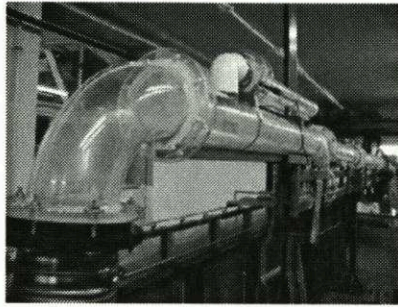


Abbildung 10: Luftmessung am Rohrscheitel mit einem Flügel

Die Versuchsergebnisse sind in folgenden Abbildungen dargestellt.

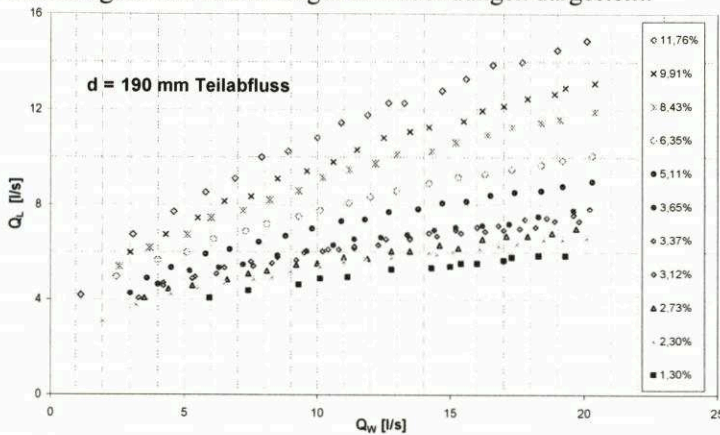


Abbildung 11: Luftmessung an einer L = 20 m langen Rohrleitung bei unterschiedlichen Neigungen

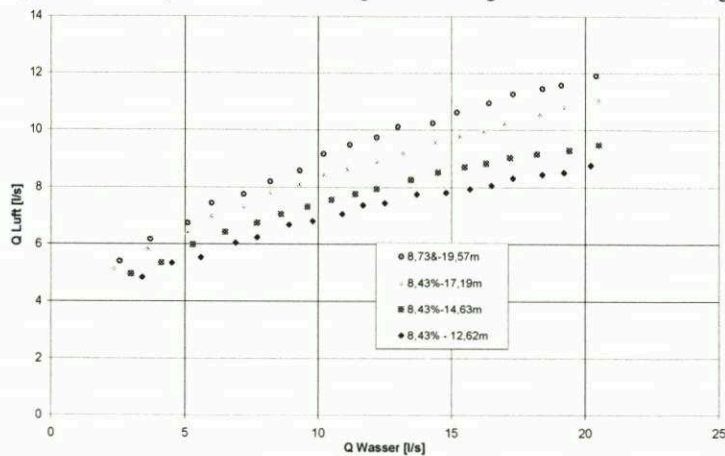


Abbildung 12: Längeneinfluss auf die Luftströmung bei konstanter Neigung von etwa 8,5%



## 6 Quellen

- Aigner, D.: Freigefälledruckleitungen zur Abwasserüberleitung, KA Korrespondenz Abwasser 47 (2000) Nr. 6, S. 876-881, Info siehe: [www.d-aigner.de](http://www.d-aigner.de)
- Aigner, D.; Thumernicht, S.: Untersuchung von Freigefälledruckleitungen zur Abwasserüberleitung. Forschungsbericht im Auftrag des Sächsischen Landesamtes für Umwelt und Geologie, Dresden 2002
- Aigner, D.; Thumernicht, S.: Geregelte Freigefälledruckleitungen zur Abwasserüberleitung. Wasserbauliche Mitteilungen Heft 21, TU Dresden, 2002
- Campbell, F.B.; Cuyton, B.: Air demand in gated outlet works. Proc. IAHR 1953, S. 529-533
- DVGW-Merkblatt W 403: Planungsregeln für Wasserleitungen und Wasserrohrnetze. Deutscher Verein des Gas- und Wasserfaches e.V. Eschborn Jan. 1988
- Gandenberger, W.: Über die wirtschaftliche und betriebssichere Gestaltung von Fernwasserleitungen, GWF Wasser, Abwasser 1957 Nr. 4, S. 206
- Kalinske, A.A. et al.: Removal of air from pipelines by flowing water, Civil Engineering ASCE 13, pp. 781, 1943
- Kent, J.C.: The entrainment of air by water flowing through circular conduits with downgrade slope, University of California, Berkeley, 1952
- Krug, Roland (1988): Berechnung der Fortpflanzungsgeschwindigkeit langer Luftblasen und der Schwallströmung in horizontalen und mäßig geneigten Rohrleitungen, Hydraulik und Gewässerkunde – Mitteilungen der TU München Nr.49, 1988
- LfUG-Merkblatt: Hydraulische Bemessung von Freigefälledruckleitungen zum Abwassertransport. Freistaat Sachsen, Sächsisches Landesamt für Umwelt und Geologie, Mai 2003
- Volkart, Peter: Hydraulische Bemessung steiler Kanalisationsleitungen unter Berücksichtigung der Luftaufnahme. Mitt. Nr. 30 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich, 1978
- Wackernagel, G.; Schmidt, H.; Aigner, D.; Thumernicht, S.: Geregelte Freigefälledruckleitung zur Abwasserüberleitung. KA - Wasserwirtschaft, Abwasser, Abfall 48 (2001) Nr.6, S. 844-847, Info siehe: [www.d-aigner.de](http://www.d-aigner.de)
- Walther, G.; Günther, F. W.: Neue Untersuchungen zur Selbstentlüftungsgeschwindigkeit in Trinkwasserleitungen. gwf Wasser-Abwasser, 139 (1998) Nr. 8, S. 475-481. [www.bauv.unibw-muenchen.de](http://www.bauv.unibw-muenchen.de)
- Wisner, P.E. et al.: Removal of air from water lines by hydraulic means, Journ. of the hydraulic division, Proc. ASCE 101 HY2, 1975, S. 243-257
- Zukoski, E.E.: Influence of viscosity, surface tension and inclination angle on motion of long bubbles in closed tubes. J. Fluid Mech. 25, pp. 821, 1966

Priv.-Doz. Dr.-Ing. habil. Detlef Aigner  
TU Dresden  
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik  
01062 Dresden  
E-Mail: [Detlef.Aigner@mailbox.tu-dresden.de](mailto:Detlef.Aigner@mailbox.tu-dresden.de)

## **Der Auflauf unregelmäßiger Wellen im Übergangsbereich zwischen Branden und Schwingen**

Dipl.-Ing. Torsten Heyer  
apl. Prof. Dr.-Ing. habil. Reinhard Pohl

### **1 Zusammenfassung**

Die Auflaufhöhe schwingender und brandender Wellen muss wegen der unterschiedlichen physikalischen Vorgänge nach unterschiedlichen Ansätzen berechnet werden. Während der Auflauf entweder für brandende oder für schwingende Wellen analytisch in guter Näherung innerhalb bestimmter Gültigkeitsgrenzen bestimmt werden kann, existieren für den Übergangsbereich bisher kaum praktikable Formeln, obwohl dieser Bereich der steilen Dammböschungen sowohl bei sehr alten Talsperrendämmen (z.B. Revierwasserlaufanstalt Freiberg/Sa. 15.-17. Jh.) als auch bei neuen Absperrbauwerken (zunehmend Böschungen bis 1:1,3) von Bedeutung ist.

Im Rahmen eines Forschungsprojekts, welches vom Sächsischen Landesamt für Umwelt und Geologie gefördert wurde, sind Modellversuche durchgeführt worden, um einen für regelmäßige Wellen gefundenen Ansatz (POHL 1997) auf unregelmäßige Wellen zu erweitern.

Die Messungen wurden im Wellenkanal des Hubert-Engels-Laboratoriums der TU Dresden an einer neigungsvariablen, glatten Böschung durchgeführt, auf die unregelmäßige Wellen entsprechend eines JONSWAP-Spektrums aufliefen.

### **2 Einführung**

Beim Auflauf winderzeugter Wellen ergeben sich in Abhängigkeit von den Wellenparametern und von den spezifischen Eigenschaften der Bauwerksböschung (z.B. Neigungswinkel, Rauheit) Auflaufhöhen, deren Einschätzung eine wesentliche Komponente in den Bemessungskonzepten von Wasserbauwerken, speziell der erforderlichen Freibordhöhe, darstellen.

Aufgrund der unterschiedlichen Energieumwandlungsvorgänge beim Auftreffen der Wellen auf das Bauwerk werden Auflaufereignisse durch brechende (brandende) und durch nichtbrechende (schwingende) Wellen unterschieden. Als Abgrenzungskriterium dient der Brandungsparameter  $\xi$  (surf similarity param-



ter; breaker parameter), der als Verhältnis von Wellensteilheit und Böschungsneigung definiert ist.

Brandungsparameter:  $\xi_0 = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H/L}}$  oder  $\xi' = \frac{\sin \alpha}{\sqrt{H/L}}$

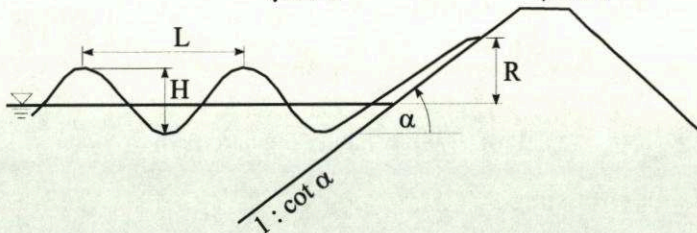


Abbildung 1: Definition der Kenngrößen zum Wellenaufbau

Abbildung 2 zeigt die von verschiedenen Autoren empfohlenen Grenzwerte, die einer Einschätzung der zu erwartenden Auflaufursache und somit der Auswahl eines adäquaten Berechnungsansatzes dienen sollen.

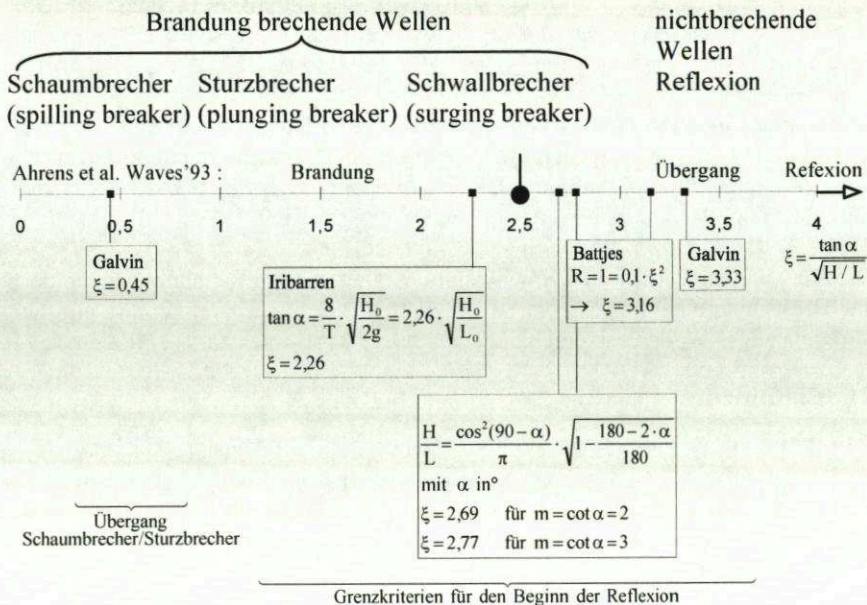


Abbildung 2: Einteilung der Wellenaufbauursache in Abhängigkeit vom Brandungsparameter  $\xi_0 = \xi$

Die größtenteils empirisch bzw. halbempirisch gefundenen Gleichungen zur Ermittlung der Auflauhöhen sind nur in bestimmten Grenzen gültig. Bei üblichen Wellensteilheiten liefern die Gleichungen für den schwingenden und brandenden Bereich für Böschungsneigungen von 1:2 bis ca. 1:0,5 oft zu hohe Aufläufe.

Mit dem Bestreben zur Verminderung der Baukosten von Wasserbauwerken durch Reduzierung der Dammvolumina (Kubatur) wird besonders die Bestimmung des notwendigen Freibordes und somit der Auflauhöhe gerade für Böschungen, die sich im Übergangsbereich befinden, zunehmend aktuell.

## 2.1 Ansatz für eine geschlossene Lösung

Bei einem früheren Ansatz mit einer geschlossenen Lösung für die Berechnung der Auflauhöhen (POHL 1997) wird davon ausgegangen, dass auf Böschungen im Übergangsbereich sowohl brandende als auch brechende Wellen auftreten und man somit beiden Arten eine Eintrittswahrscheinlichkeit zuordnen kann. Definiert man die Eintrittswahrscheinlichkeit schwingender Wellen mit  $P$ , so beträgt die Eintrittswahrscheinlichkeit brechender Wellen  $(1-P)$ .

Folglich kann eine einheitliche Gleichung zur Bestimmung des Wellenauflaufes für den schwingenden, brandenden und den Übergangsbereich ausgedrückt werden durch:

$$R = R_{\text{nichtbrechend}} \cdot P + R_{\text{brechend}} \cdot (1-P) \quad (1)$$

$R_{\text{nichtbrechend}}$  bzw.  $R_{\text{brechend}}$  sind die Auflauhöhen, die sich mit den Formeln für den jeweiligen Bereich ergeben würden.

Die enthaltene Wahrscheinlichkeitsfunktion  $P$  (auch interpretierbar als Wichtungsfunktion) wurde in Abhängigkeit vom modifizierten Brandungsparameter  $\xi' = \sin \alpha / \sqrt{H/L}$  gewählt zu:

$$P = 1 - e^{-(\xi' - b)/a)^c} \quad (2)$$

Die bisherigen Untersuchungen mit regelmäßigen Wellen unter Berücksichtigung der Versuchsergebnisse anderer Autoren ergaben die Parameter in Gl. (2) zu  $a = 2,2$ ;  $b = 0$  und  $c = 3$ . Eine weitere Anpassung und Verifizierung dieser Parameter war die Motivation für Modellversuche mit unregelmäßigen Wellen.

## 3 Modellversuch zum Wellenauflauf

### 3.1 Aufbau und Versuchsdurchführung

In einer ersten Versuchsreihe wurden im Wellenkanal des Hubert-Engels-Labors des Institutes für Wasserbau und Technische Hydromechanik der TU



Dresden (30 m lang, 80 cm breit, 80 cm tief) folgende Böschungsneigungen untersucht:

Versuch-Nr.	Neigung (1:m)	Winkel $\alpha$
1	1:2	26,6°
2	1:1,3	37,6°
3	1:1	45,0°
4	1:0,5	63,4°

Das durch die Wellenmaschine erzeugte Wellenspektrum entsprach einem JONSWAP-Spektrum (JOint North Sea Wave Project, 1972) für Tiefwasser-verhältnisse mit folgenden Eingangskennwerten im Modellversuch (M 1:14;  $H_{m0,Natur} \approx 1\text{m}$ ):

Anzahl der Wellen: 8193  
 Peakfrequenz:  $f_p = 1,14\text{ Hz}$   
 signifikante Wellenhöhe:  $H_{m0} = 7,7\text{ cm}$   
 Dauer der auswertbaren Zeitreihe: 256 Sekunden

Die Messung der Wasserspiegelauslenkung erfolgte vor dem Fußpunkt der Böschung unter Verwendung von drei in Wellenlaufrichtung angeordneten kapazitiven Messpegeln (Abbildung 3). Die Messwerte dieses Mehrpegelsystems bildeten die Grundlage für die Reflexionsanalyse (Verfahren nach MANSARD/FUNKE), wodurch das anlaufende und das reflektierte Wellenspektrum separiert werden konnten.

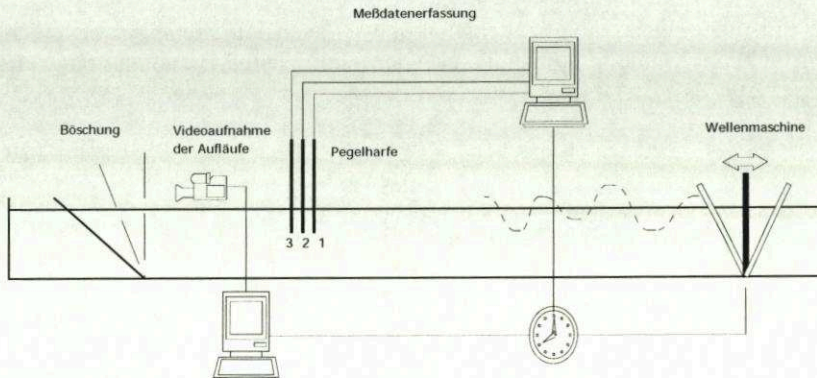


Abbildung 3: Schematischer Versuchsaufbau

Die Auslenkungen der Wasserspiegellinie auf der Böschung wurden in den Versuchsreihen durch eine synchron gesteuerte Digitalkamera erfasst. Mit Hilfe der Bildverarbeitung konnten die Auflaufereignisse erkannt und ausgewertet werden. Abbildung 4 zeigt beispielhaft Auswertungsgrafiken dieses im Institut entwickelten berührungslosen Verfahrens.

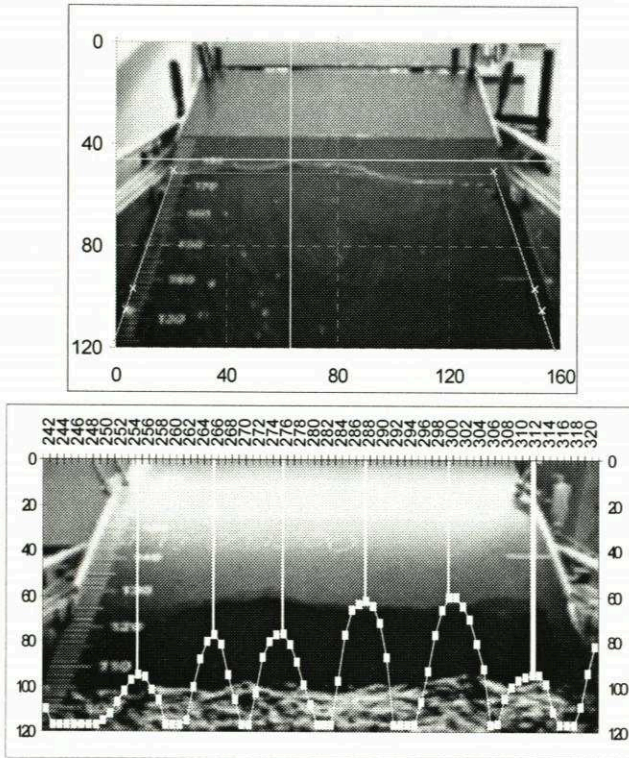


Abbildung 4: Auswertungsgrafik Wellenaufbau als Ergebnis der computergestützten Bildverarbeitung

Die ermittelten Werte der anlaufenden Wellen und der Auflaufhöhen bildeten die Datengrundlage für die statistische Auswertung und eine anschließenden Gegenüberstellung charakteristischer Größen der Wellenkennwerte und Auflaufhöhen.

### 3.2 Versuchsergebnisse

Nach Durchführung der Reflexionsanalyse mit dem Mehrpegelsystem konnte eine gute Übereinstimmung des angesteuerten Wellenspektrums und des gemessenen Spektrums am Böschungsfuß festgestellt werden.



Die Verteilungsfunktionen für die Wellenhöhen  $H$  und die Auflauhöhen  $R$  entsprechen in allen Versuchsreihen näherungsweise einer RAYLEIGH-Verteilung. Im Bereich größerer Absolutwerte der Auflauhöhen ( $R > R_m$ ) wurden die theoretischen Werte der RAYLEIGH-Verteilung teilweise geringfügig überschritten.

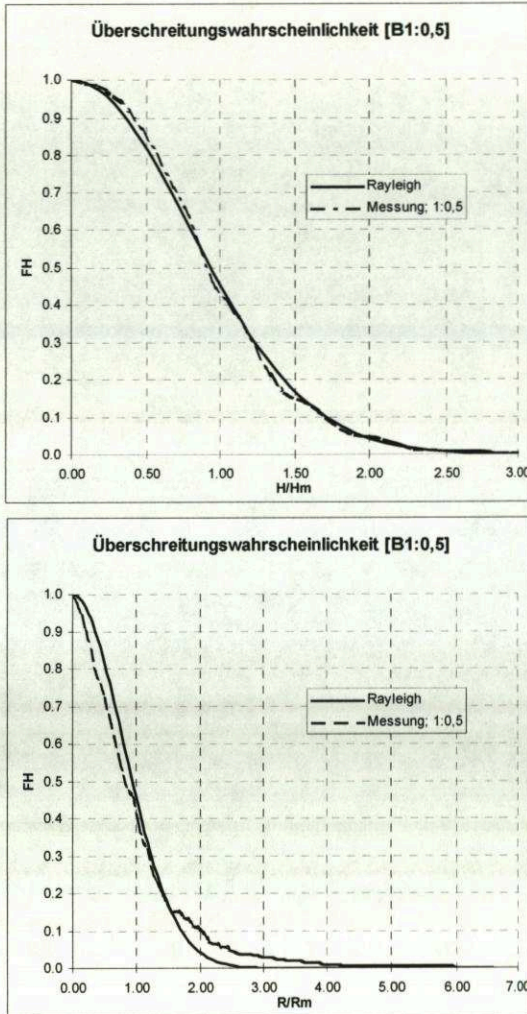


Abbildung. 5: Überschreitungswahrscheinlichkeiten  $H$  und  $R$  (Versuch: Böschung 1:0,5)

Die Gegenüberstellung der Wellenzahl mit der Anzahl der Wellenaufläufe ergab, dass ca. 80-90% der Wellen einen Auflauf verursachten. Ein direkter Zusammenhang zwischen größerer Auflaufdauer bei flacheren Böschungsnei-

gungen und der zu vermutenden geringeren Anzahl an Wellenaufläufen konnte durch die Versuche nicht bestätigt werden.

In der Praxis der Freibordbemessung wird oftmals der sogenannte 2%-Wellenaufwurf verwendet (als  $R_{2\%}$  bzw.  $R_{98}$ ). Dieser Parameter definiert eine Wellenaufwurfhöhe, die von 2% (aus N Werten) der ermittelten Aufläufe überschritten wird. Als Bezugswert N wurde die Gesamtanzahl der Wellen verwendet.

Nachfolgend sind einige in der derzeitigen Bemessungspraxis angewendete Formeln aufgeführt:

$$R_{2\%} = C \cdot \sqrt{H_m \cdot L_m} \cdot \tan(\alpha) \quad (3)$$

nach BATTJES/HUNT  $(\rho = 1: C=2,23)$   
 $(\rho = 0: C=1,78)$

$$R_{2\%} = 1,4 \cdot \frac{1 + \delta}{K_s} \cdot \sqrt{\frac{\pi}{2 \cdot \alpha}} \cdot H_s \quad (4)$$

schwingende Wellen nach POCKLINGTON; modifiziert von BATTJES)

hier:  $\delta$  – Korrekturfaktor für WSP-Anhebung  
 $K_s$  – Shoaling Koeffizient)

$$R_{2\%} = 1,6 \cdot \gamma_h \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \xi_0 \cdot H_s \quad (5)$$

nach VAN DER MEER mit:  $\gamma_\beta = \gamma_h = \gamma_f = 1$  (Reduktionsfaktoren)

Unter Verwendung von:  $\xi_0 = \frac{\tan(\alpha)}{\sqrt{\delta}} = \frac{\xi'}{\cos(\alpha)}$

mit:  $H_m, L_m$  mittlere Wellenhöhe bzw. -länge  
 $H_s$  signifikante Wellenhöhe  
 $\delta = H_s/L_{Tp}$  Wellensteilheit  
 $T_p$  Peakperiode  
 $L_{Tp}$  Wellenlänge bei Peakperiode

wurden die Ergebnisse im Vergleich mit Auflaufbeziehungen anderer Autoren in Abbildung 6 dargestellt.



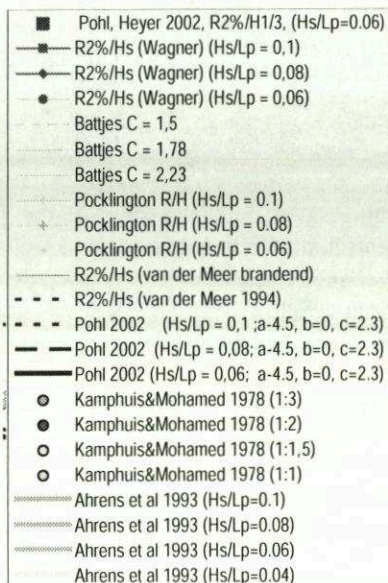
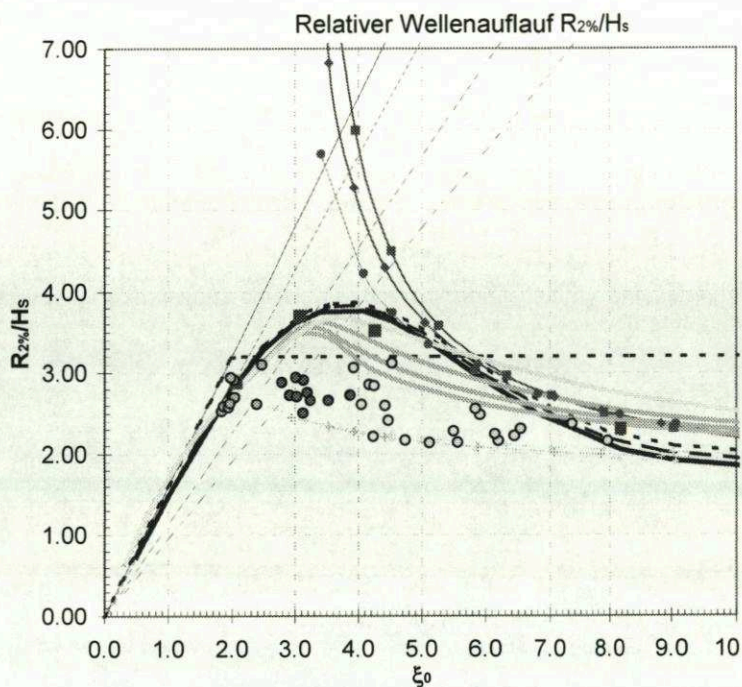


Abbildung 6: Relative 2% Auflaufhöhe in Abhängigkeit von  $\xi_0$

Maximale Auflauhöhen ergaben sich für die Böschung 1:1,3 bzw. für den Brandungsparameter  $\xi_0 = 3$ . In der Abbildung 6 wurden im Ansatz von POHL, Gleichung (1), die Gleichung (3) (mit  $C = 2,23$ ) für  $R_{\text{brechend}}$  und Gleichung (4) für  $R_{\text{nichtbrechend}}$  kombiniert. Die beste Anpassung der Gleichung (1) an die Messwerte (Minimum der Abweichungsquadrate) wurde für die Parameter ( $a = 4,5$ ;  $b = 0$ ;  $c = 2,3$ ) erzielt.

### 3.3 Vergleich mit anderen Berechnungsansätzen

VAN DER MEER u.a. 1995 stellen die Abhängigkeit der relativen Auflauhöhe vom Brandungsparameter  $\xi_0$  durch zwei bereichsweise definierte Geradengleichungen dar. Diese Vorgehensweise ermöglicht zweifellos eine Abschätzung der Auflauhöhen, spiegelt aber nach Auffassung der Autoren die physikalischen Zusammenhänge nicht ausreichend wieder, weil kein Maximum festgestellt werden kann und die Auflauhöhen teilweise unterschätzt zu werden scheinen.

AHRENS u.a. 1993 gehen konzeptionell ähnlich wie im vorliegenden Beitrag vor, indem sie anstelle von Gl. (2) eine allerdings nur lineare Wichtungsfunktion einführen:

$$R = R_{\text{nichtbrechend}} \cdot \left( \frac{\xi_0 - 2,5}{1,5} \right) + R_{\text{brechend}} \cdot \left( \frac{4 - \xi_0}{1,5} \right) \quad (6)$$

Man erhält mit dieser Gleichung ebenfalls ein Maximum des Auflaufes im in Frage kommenden Bereich. Für den Auflauf brechender Wellen wird die empirische Gleichung (7) angegeben. Die kompliziertere Gleichung (8) für den Auflauf schwingender Wellen bedarf verschiedener Zusatzannahmen und entspricht deshalb nicht ganz dem selbst gestellten Ziel der Autoren (Ahrens u.a.) nach Entwicklung einer einfachen Gleichung. Durch die Werte  $\xi_0 = 2,5$  und  $\xi_0 = 4$  werden drei Bereiche gebildet, in denen jeweils eine andere Rechenvorschrift gilt. Das Hauptproblem besteht darin, dass die sich an die Messwerte gut anpassenden Kurven nur für die Grenze zwischen Tief- und Flachwasserbedingungen von  $d_s/L_p \approx 0,5$  (in der Abbildung 6  $d_s/L_p \approx 0,43$ ) ergeben. Für große Wassertiefen werden lokale Minima im Bereich  $\xi_0 = 5 \dots 7$  berechnet, die nicht ohne weiteres erklärbar sind und noch einer weiteren Überprüfung bedürfen.

$$\frac{R_2}{H_S} = \frac{2,26 \cdot \xi_0}{1 + 0,324 \cdot \xi_0} \quad (7)$$



$$\frac{R_2}{H_{m0}} = (1,61 \pm 0,24) \cdot \exp(2,48 \cdot X_p + 0,446 \cdot \{\cos \alpha\}^{3,5} + 0,194 \cdot \Pi) \quad (8)$$

$$\text{mit } X_p = \frac{d \cdot \cot \alpha}{L_{Tp}} - \left( \frac{d \cdot \cot \alpha}{L_{Tp}} \right)^2 \quad \text{und} \quad \Pi = \frac{(H_{m0} / L_{Tp})}{[\tanh(2 \cdot \pi \cdot d / L_{Tp})]^3}$$

#### 4 Schlussfolgerung, Ausblick

Im vorliegenden Beitrag wurde mit Hilfe von Modellversuchen die Wellenauf-  
 laufhöhe im Übergangsbereich zwischen Branden und Schwingen bestimmt,  
 wodurch zutreffendere Bemessungen als nach den in den Regelwerken enthalte-  
 nen Ansätzen möglich sind. Für die Berechnung der relativen Auflaufhöhe wird  
 Gleichung (1) unter Einbeziehung der Gln. (2), (3) und (4) empfohlen. Die Er-  
 gebnisse fügen sich gut in die Ansätze anderer Autoren ein. Weiter verbesserte  
 Aussagen über die Lage des zu vermutenden Maximums der relativen Auflauf-  
 höhe und den Verlauf der Kurve können auf Grundlage weiterer Modellversu-  
 che getroffen werden. Empfohlen wird eine fein abgestufte Untersuchung der  
 Böschungsneigungen von 1:1,8 bis ca. 1:1.

#### 5 Literatur

- AHRENS, J.P., SEELIG, W.N., WARD, D.L., ALLSOP, W.: Wave Runup on and Wave Reflection  
 from Coastal Structures.- In: Proc. 2<sup>nd</sup> Ocean Wave Measurement and Analysis Conf.,  
 New Orleans 1993, pp. 489-502
- AHRENS, J.P.: Irregular Wave Runup on Smooth Slopes.- Coastal Engineering Technical Aid No.  
 81-17, Dec., U.S. Army Corps of Engineers, CERC, Ft. Belvoir, Va. 22060, 1981
- BATTJES, J.A.: Run-up distributions of waves breaking on slopes.- In: Proc. ASCE, Journ. of  
 waterways, harbor and coastal eng. div.- 97(1971)WW1, S. 91-114
- MANSARD, E.P.D.; FUNKE, E.R.: The measurement of incident and reflected spectra using a least  
 squares method.- In: Proceedings of the 17th Coastal Engineering Conference; Ameri-  
 can Society of Civil Engineers, Vol. 1, pp. 154-172, 1980
- POHL, R.: Wellenaufwurf im Übergangsbereich zwischen Brandung und Reflexion.- In: Hansa,  
 Hamburg 134(1997)10, S. 62-64
- VAN DER MEER, J.W.; JANSSEN, J.P.: Wave run-up and wave overtopping at dikes and revet-  
 ments; Delft Hydraulics, Publication 485; August (1994)

apl. Prof. Dr.-Ing. habil. Reinhard Pohl

Dipl.-Ing. Torsten Heyer

TU Dresden

Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

01062 Dresden

E-Mail: reinhard.pohl@mailbox.tu-dresden.de

torsten.heyer@mailbox.tu-dresden.de

## **Förderverein**

Zur Unterstützung der wasserbaulichen Forschung und Lehre wurde von Hochschullehrern und Mitarbeitern des Institutes am 24. Mai 1991 ein gemeinnütziger Förderverein, die Gesellschaft der Förderer des *Hubert-Engels-Institutes* für Wasserbau und Technische Hydromechanik an der TU Dresden, gegründet. Der Verein unterstützt die Herausgabe der seit 1990 wieder erscheinenden Dresdner Wasserbaulichen Mitteilungen und nimmt aktiv an der Vorbereitung und Durchführung des nach wie vor alljährlich im Herbst stattfindenden Wasserbaukolloquiums sowie der begleitenden Fachausstellung teil. Darüber hinaus wurden vom Förderverein Studentenexkursionen finanziell unterstützt.

## **S A T Z U N G** **der**

### **Gesellschaft der Förderer des Hubert-Engels-Institutes**

### **für Wasserbau und Technische Hydromechanik**

### **an der Technischen Universität Dresden e.V.**

---

☒ 01062 Dresden,

Besucheradresse: George-Bähr-Straße 1, 01069 Dresden

☎ (0351) 463 35693 od. 463 32964 ☎ (0351) 463 37141

Vereinsregister Nr. VR 1335, Amtsgericht Dresden,

Bankverbindung:

Stadtsparkasse Dresden, BLZ 850 55 142, Konto 352 850 191

## **§1**

### **Name und Sitz**

Der Verein führt den Namen

*"Gesellschaft der Förderer des Hubert-Engels-Instituts für Wasserbau und Technische Hydromechanik der Technischen Universität Dresden e.V."*

Der Sitz des Vereins ist Dresden. Er ist im Vereinsregister unter der Nummer VR 1335 registriert.

Das Geschäftsjahr ist das Kalenderjahr.



## §2 Zweck

Der Verein verfolgt ausschließlich und unmittelbar gemeinnützige Zwecke im Sinne des Abschnittes "Steuerbegünstigte Zwecke" der Abgabenordnung. Er dient der Förderung wissenschaftlicher Forschungsarbeiten auf gemeinnütziger Grundlage, der Information seiner Mitglieder und der Öffentlichkeit über die Forschungs- und Versuchsarbeiten des Instituts, der Förderung von Aus- und Weiterbildung sowie der Förderung des Umwelt- und Landschaftsschutzes.

Der Satzungszweck wird insbesondere verwirklicht durch:

1. Durchführung wissenschaftlicher Veranstaltungen und Forschungsvorhaben zu Themen des umweltverträglichen Wasserbaus, der Renaturierung von Gewässern, der Verbesserung der Wasserversorgung und Abwasserbehandlung, des Verkehrswasserbaus (mit dem Ziel umweltfreundlicher Transportdurchführung auf Wasserstraßen), sowie des Hochwasser- und Küstenschutzes.
2. Werbung in den interessierten Fachkreisen für den Wasserbau und das hydraulische Versuchswesen
3. Koordinierung der Arbeiten und Zusammenarbeit auf wasserbaulichem und hydraulischem Gebiet mit anderen Instituten
4. Unterstützung von hydraulischen Modellversuchen
5. Unterstützung der Durchführung von Kolloquien und Symposien in den Fachgebieten Wasserbau und Technische Hydromechanik
6. Förderung der Publikation von wissenschaftlichen Arbeiten, Institutsberichten und Informationsmaterial
7. Unterstützung von Reisen zu Fachvorträgen und zur Besichtigung von wasserbaulichen Objekten
8. Durchführung von Informationsveranstaltungen an Schulen und Gymnasien
9. Unterstützung von besonders förderungswürdigen in- und ausländischen Studierenden des Wasserbaus
10. Würdigung herausragender Leistungen von Absolventen und Studierenden in den Fachgebieten des Wasserbaus und der technischen Hydromechanik.

Der Verein ist selbstlos tätig und verfolgt nicht in erster Linie eigenwirtschaftliche Zwecke.

### §3 Mitgliedschaft

**Ordentliche Mitglieder** können natürliche und juristische Personen sowie Körperschaften jedweder Rechtsform des In- und Auslandes werden, die den Zweck des Vereins nach §2 unterstützen.

**Jungmitglieder** können Studenten werden, die an einer Hochschuleinrichtung mit wasserbaulich-wasserwirtschaftlicher Ausbildung immatrikuliert sind.

**Korrespondierende Mitglieder** können vom Vorstand ernannt werden, wenn sie auf dem Gebiet des Wasser- und Grundbaus, der Wasserwirtschaft und der Hydrologie forschend tätig sind.

**Ehrenmitglieder** können von der Mitgliederversammlung ernannt werden, wenn sie sich besondere Verdienste bei der Förderung des Vereins erworben haben.

### §4 Organe des Vereins

Die Organe des Vereins sind

- a) die Mitgliederversammlung
- b) der Vorstand.

Die Mitglieder des Vorstands sind ehrenamtlich tätig.

### §5 Mitgliederversammlung

Eine ordentliche Mitgliederversammlung findet einmal im Jahr (in der Regel in Verbindung mit dem Wasserbaukolloquium des Instituts) statt. Ihre Einberufung erfolgt mindestens vier Wochen vorher schriftlich durch den Geschäftsführer im Auftrag des Vorstandes unter Mitteilung des Termins, des Ortes und der Tagesordnung.

Zusätze zur Tagesordnung können innerhalb einer Frist von 14 Tagen beim Geschäftsführer beantragt werden.

In der Mitgliederversammlung werden geschäftliche Angelegenheiten in Verbindung mit Vorträgen oder Mitteilungen und deren Beratung behandelt und erledigt.

Die Mitgliederversammlung beinhaltet:

1. den Bericht des Vorsitzenden über das Geschäftsjahr
2. den Bericht der Rechnungsprüfer
3. Genehmigung der Berichte und Entlastung des Vorstandes
4. Beschlüsse über vorliegende Anträge und über Änderungen der Satzung
5. Wahl von zwei Rechnungsprüfern
6. Verschiedenes



Der Vorstand kann jederzeit binnen 14 Tagen eine außerordentliche Mitgliederversammlung einberufen. Er ist dazu verpflichtet, wenn mindestens ein Zehntel der Mitglieder dies unter Angabe des Zwecks und der Gründe fordert.

Der Vorsitz der Mitgliederversammlung wird vom 1. Vorsitzenden oder vom Stellvertreter des Vorstandes geführt.

Die Mitgliederversammlung fasst ihre Beschlüsse mit einfacher Mehrheit der anwesenden Mitglieder. Sie ist bei satzungsgemäßer Einladung in jedem Falle beschlussfähig. Bei Stimmengleichheit entscheidet die Stimme des Vorsitzenden.

Satzungsänderungen erfordern eine 3/4-Mehrheit der anwesenden Mitglieder.

Anträge auf Änderung der Satzung, die nicht vom Vorstand ausgehen, können nur dann beraten werden, wenn sie mindestens vier Wochen unter Angabe der Gründe beim Vorstand eingereicht worden sind.

Jedes Mitglied hat nur eine Stimme. Stimmübertragungen sind durch schriftliche Vollmacht auf ordentliche Mitglieder nur bis zu zwei möglich.

Die Beschlüsse der Mitgliederversammlung werden vom Geschäftsführer in ein Protokollbuch eingetragen und vom Vorsitzenden und dem Geschäftsführer unterzeichnet.

## **§6**

### **Vorstand**

Der Vorstand wird von der ordentlichen Mitgliederversammlung für die Dauer von fünf Jahren gewählt und bleibt bis zum Ablauf der ordentlichen Mitgliederversammlung zur Neuwahl im Amt.

Der Vorstand besteht aus vier gewählten ordentlichen Mitgliedern

- dem 1. Vorsitzenden
- dem Stellvertretenden Vorsitzenden
- dem Geschäftsführer
- dem Schatzmeister.

Vom Vorstand kann ein Ehrenvorsitzender bestellt werden.

Die Mitgliederversammlung kann durch einfache Mehrheit beschließen, darüber hinaus noch bis zu zwei Mitglieder zur Vertretung des Vereins in den Vorstand zu bestellen.

Der Vorstand kann einzelnen Personen Vollmachten für Zweige der Geschäftsführung erteilen.

Sitzungen des Vorstandes sind beschlussfähig, wenn mehr als die Hälfte der Vorstandsmitglieder anwesend sind.

Der Vorstand ist mit der Führung aller laufenden Geschäfte beauftragt und sorgt für die Durchführung der Beschlüsse der Mitgliederversammlung. Er kann selbständig Maßnahmen treffen, die dem Vereinszweck förderlich sind.

## **§7** **Aufnahme oder Beendigung** **der Mitgliedschaft**

Die Aufnahme als ordentliches Mitglied oder als Jungmitglied ist schriftlich beim Vorstand zu beantragen. Dieser entscheidet über die Aufnahme. Der Aufnahmebeschluss ist dem Antragsteller mitzuteilen. Bei Zurückweisung des Antrages kann der Antragsteller eine Entscheidung durch die Mitgliederversammlung beantragen, deren Zustimmung eine 2/3- Mehrheit voraussetzt.

Die Mitgliedschaft kann beendet werden

- a) durch schriftliche Austrittserklärung eines Mitglieds zum Ende des laufenden Geschäftsjahres (mindestens drei Monate vor Ablauf des Geschäftsjahres) oder auf Beschluss des Vorstandes, wenn 3/4 der Mitgliederversammlung dem Ausschluss zustimmen,
- b) bei Vereinigungen oder Gesellschaften mit deren Auflösung,
- c) bei natürlichen Personen mit dem Tod

## **§ 8** **Rechte und Pflichten der Mitglieder**

Die Mitglieder des Vereins haben das aktive und passive Wahlrecht können Anträge an den Verein stellen. Jungmitglieder können an den Veranstaltungen des Vereins teilnehmen, Anträge stellen, haben jedoch kein Stimmrecht.

Die Mitglieder des Vereins haben das Recht auf Information über die vom Institut durchgeführten und laufenden Arbeiten sowie zur Besichtigung des Instituts und seiner Versuchseinrichtungen soweit das betrieblich möglich ist und die Interessen der Auftraggeber nicht beeinträchtigt werden.

Die Mitglieder haben Anspruch auf Überlassung von geförderten veröffentlichten Materialien.

Die Mitglieder sind verpflichtet, die Fördervereinigung entsprechend der Satzung bei der Erfüllung ihrer Aufgaben nach besten Kräften zu unterstützen.

Die Mitglieder sind zur Zahlung eines jährlichen Beitrags verpflichtet. Die Höhe des jährlichen Beitrags wird in der Mitgliederversammlung bestimmt und soll in der Regel nicht niedriger sein als

- a) für persönliche Mitglieder EUR 20,-
- b) für Jungmitglieder EUR 10,-
- c) für Firmen, Behörden, Verbände, Institute und andere Einrichtungen EUR 200,-

Die Beiträge sind bis 31. März des jeweiligen Jahres zu entrichten.



Ehrenmitglieder und korrespondierende Mitglieder sind beitragsfrei.

## **§9**

### **Auflösung des Vereins**

Der Verein kann nur auf Beschluss von 2/3 der anwesenden stimmberechtigten Mitglieder einer ordentlichen Mitgliederversammlung aufgelöst werden.

Sind in dieser Mitgliederversammlung weniger als 1/3 der stimmberechtigten Mitglieder erschienen, so muss eine neue Mitgliederversammlung einberufen werden, die dann entscheidet.

Im Falle der Auflösung oder Aufhebung des Vereins oder bei Wegfall seines bisherigen Zwecks fällt sein Vermögen an das Hubert-Engels-Institut zur ausschließlichen Verwendung für wissenschaftliche Forschungsarbeiten.

## **§10**

### **Gemeinnützigkeit**

Etwaige Mittel aus der Arbeit des Vereins dürfen nur für die satzungsgemäßen Zwecke verwendet werden. Die Vereinsmitglieder dürfen keine Gewinnanteile und in ihrer Eigenschaft als Mitglieder auch keine sonstigen Zuwendungen aus Mitteln des Vereins erhalten.

Die Mitglieder des Vorstandes erhalten keine Vergütung für ihre Tätigkeit. Auslagen im Interesse des Vereins werden auf Antrag ersetzt, wenn sie der Vorstand vorher genehmigt hat und der Verein dazu in der Lage ist.

Der Verein darf keine Personen durch Verwaltungsausgaben, die dem Zweck der Gesellschaft fremd sind, oder durch unverhältnismäßig hohe Vergütungen begünstigen.

Die Satzung wurde in der Gründungsversammlung am 24. Mai 1991 in Dresden angenommen.



**Gesellschaft der Förderer des  
HUBERT-ENGELS-INSTITUTs für  
Wasserbau und Technische Hydromechanik e.V.**

**BEITRITTSERKLÄRUNG**

---

Die Firma :

Frau/Herr :

Anschrift :

erklärt hiermit die Bereitschaft zum Beitritt zur

**"Gesellschaft der Förderer des *Hubert-Engels-Institutes* für  
Wasserbau und Technische Hydromechanik e.V."**

Ich / Wir zahle(n) einen jährlichen Beitrag in Höhe von

EUR \_\_\_\_\_

(ab EUR 20.-- für persönliche Mitglieder, ab EUR 200.-- für Firmen, Behörden, Körperschaften)

Die Beitragszahlung erfolgt auf das Konto **352 850 191** des Vereins bei der Stadtparkasse Dresden (**Bankleitzahl 850 55 142**).

\_\_\_\_\_  
(Datum)

\_\_\_\_\_  
(Unterschrift - Stempel)

Die Aufwendungen zur Förderung der Gesellschaft sind steuerlich abzugsfähig.

Bestätigung der Mitgliedschaft:

Der Vorstand stimmt im Namen des Vereins der Mitgliedschaft von \_\_\_\_\_ zu.

Dresden, den

\_\_\_\_\_  
(Unterschrift-Stempel)

---

Gesellschaft der Förderer des HUBERT-ENGELS-INSTITUTs für Wasserbau und Technische Hydromechanik an der TU Dresden e.V.,  
Vereinsregister VR 1335, Amtsgericht Dresden, Lfd. Nr. 336 in der Liste der steuerbegünstigten Körperschaften beim Finanzamt Dresden III,  
☐ 01062 Dresden, ☎ (0351) 463 37526 oder 463 35693, Fax ☎ (0351) 463 37120





**Aufnahmeantrag bitte senden an:**

Gesellschaft der Förderer des  
Hubert-Engels-Institutes  
für Wasserbau und Technische Hydromechanik  
an der Technischen Universität Dresden e.V.

**01062 Dresden**

## Bisher erschienene Mitteilungen

<b>Heft 1</b>	1989	<b>Römis, Klaus</b> Empfehlung zur Bemessung von Hafeneinfahrten
		<b>Lattermann, Eberhard</b> Bemessungsgrundlagen für Dichtungen und Deckwerke im Wasserbau
<b>Heft 2</b> (vergriffen)	1990	<b>Krüger, Frank</b> Schubspannungsverteilungen in offenen, geradlinigen Trapez- und Rechteckgerinnen
		<b>Martin, Helmut; Pohl, Reinhard</b> Überflutungssicherheit von Talsperren
<b>Heft 3</b> (vergriffen)	1990	<b>Pohl, Reinhard</b> Die Entwicklung der wasserbaulichen Lehre und Forschung an der Technischen Universität Dresden
		<b>Pohl, Reinhard</b> Die Berechnung der auf- und überlaufvermindernden Wirkungen von Wellenumlenkern im Staudammbau
<b>Heft 4</b>	1991	<b>Haufe, Ellen</b> Hydromechanische Untersuchungen von Mischungs-, Flockungs- und Sedimentationsprozessen in der Trinkwasseraufbereitung
<b>Heft 5</b>	1994	<b>Wasserbaukolloquium 1993</b> Die Elbe – Wasserstraße und Auen
<b>Heft 6</b>	1995	<b>Wasserbaukolloquium 1994</b> Wasserkraft und Umwelt
<b>Heft 7</b>	1995	<b>Wasserbaukolloquium 1995</b> Hydromechanische Beiträge zum Betrieb von Kanalnetzen
<b>Heft 8</b>	1996	<b>Aigner, Detlef</b> Hydrodynamik in Anlagen zur Wasserbehandlung
<b>Heft 9</b> (vergriffen)	1996	<b>Wasserbaukolloquium 1996</b> Wellen: Prognosen - Wirkungen - Befestigungen
<b>Heft 10</b>	1997	<b>Wasserbaukolloquium 1997</b> Sanierung und Modernisierung von Wasserbauwerken, aktuelle Beispiele aus Deutschland, Polen, der Slowakei und Tschechien
<b>Heft 11</b> (vergriffen)	1997	<b>Pohl, Reinhard</b> Überflutungssicherheit von Talsperren
<b>Heft 12</b>	1998	<b>Pohl, Reinhard</b> Die Geschichte des Institutes für Wasserbau an der Technischen Universität Dresden



- |                |      |   |
|----------------|------|---|
| <b>Heft 13</b> | 1998 | <b><i>Wasserbaukolloquium 1998</i></b><br>Hydraulische und numerische Modelle im Wasserbau,<br>Entwicklung - Perspektiven   |
| <b>Heft 14</b> | 1998 | <b><i>Müller, Uwe</i></b><br>Deformationsverhalten und Belastungsgrenzen des Asphaltbetons<br>unter den Bedingungen von Staudammkerndichtungen  |
| <b>Heft 15</b> | 1999 | <b><i>Wasserbaukolloquium 1999</i></b><br>Betrieb, Instandsetzung und Modernisierung von Wasserbauwerken  |
| <b>Heft 16</b> | 1999 | <b><i>Carstensen, Dirk</i></b><br>Beanspruchungsgrößen in Fließgewässern mit geschwungener<br>Linienführung   |
| <b>Heft 17</b> | 1999 | <b><i>Ehrenkolloquium</i></b><br>anlässlich des 60. Geburtstages von Herrn<br>Univ. Prof. Dr.-Ing. habil. Helmut Martin   |
| <b>Heft 18</b> | 2000 | <b><i>Wasserbaukolloquium 2000</i></b><br>Belastung, Stabilisierung und Befestigung von Sohlen und Bö-<br>schungen wasserbaulicher Anlagen  |
| <b>Heft 19</b> | 2001 | <b><i>Seleshi B. Awulachew</i></b><br>Investigation of Water Resources Aimed at Multi-Objective De-<br>velopment with Respect to Limited Data Situation: The Case of<br>Abaya-Chamo Basin, Ethiopia<br>Untersuchung der Wasserressourcen für eine Mehrzwecknutzung<br>bei beschränkter Datengrundlage: Dargestellt am Beispiel des<br>Abaya-Chamo Einzugsgebiets, Äthiopien |
| <b>Heft 20</b> | 2001 | <b><i>Dornack, Stefan</i></b><br>Überströmbare Dämme -<br>Beitrag zur Bemessung von Deckwerken aus Bruchsteinen   |
| <b>Heft 21</b> | 2002 | <b><i>Wasserbaukolloquium 2002</i></b><br>Innovationen in der Abwasserableitung und Abwassersteuerung   |
| <b>Heft 22</b> | 2002 | <b><i>Zelalem Hailu G. Chirstos</i></b><br>Optimisation of Small Hydropower Sites for Rural Electrification   |
| <b>Heft 23</b> | 2002 | <b><i>Ehrenkolloquium</i></b><br>Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Harold Wagner  |
| <b>Heft 24</b> | 2003 | <b><i>Wasserbaukolloquium 2003</i></b><br>Gewässer in der Stadt   |

Die Dresdner Wasserbaulichen Mitteilungen können bestellt werden bei:

Technische Universität Dresden

Fakultät Bauingenieurwesen

Institut für Wasserbau und THM

D-01062 Dresden

Tel.: + 49 351 463 33837

Fax.: +49 351 463 37141

E-Mail: iwd@mailbox.tu-dresden.de

ISBN 3 - 86005 - 376 - 0  
ISSN 0949 - 5061